V. A. BALDIN, I. I. GOLDENBLAT, V. M. COCENOV,
M. I. PILDIŞ, K. E. TAL

CALCULUL ELEMENTELOR DE CONSTRUCŢII PE BAZA STĂRILOR LIMITĂ

TRADUCERE DIN LIMBA RUSĂ

СССР
МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА ПРЕДПРИЯТИЙ ТЯЖЕЛОЙ ИНДУСТРИИ

ТЕХНИЧЕСКОЕ УПРАВЛЕНИЕ
Центральный научно-исследовательский институт промышленных сооружений (ЦНИПС)

В. А. БАЛДИН, И. И. ГОЛЬДЕНБЛАТ, В. М. КОЧЕНОВ,
М. Я. ПИЛЬДИШ, К. Э. ТАЛЬ

РАСЧЕТ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Под редакцией д-ра техн. наук
проф. В. М. КЕЛЬДЫША

ГОСУДАРСТВЕННОЕ
ИЗДАТЕЛЬСТВО СТРОИТЕЛЬНОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

Москва 1951 Ленинград

Scanned with OKEN Scanner

BIBL. I

CALCULUL
ELEMENTELOR DE CONSTRUCŢII PE BAZA STĂRILOR LIMITĂ

Traducere din limba rusă

Scanned with OKEN Scanner

In această carte sunt expuse principiile metodei de calcul al elementelor de construcții pe baza stărilor limită și este descrisă metoda de determinare a coeficienților de calcul adoptată în Proiectul de Norme; se explică în mod detaliat aplicarea acestei metode de calcul la elementele de construcții din diferite materiale: beton armat, zidărie, metal și lemn.

Cartea este destinată inginerilor constructori — proiectanți și executanți, deasemenea studenților din ultimii ani ai institutelor superioare tehnice și are ca scop popularizarea și introducerea în lucrările de proiectare a metodei de calcul pe baza stărilor limită.

Redactor ing. **M. F. Covalciuc**

Scanned with OKEN Scanner

INTRODUCERE

Problema calculului rezistenței și stabilității construcțiilor este una din problemele cele mai importante în construcții. Calculul rezistenței și stabilității elementelor de construcții s'a efectuat mult timp pe baza metodei rezistențelor admisibile, care a rămas din păcate până în prezent metoda cea mai întrebuințată în tehnică. Esența acestei metode constă în aceea că dimensiunile elementelor diferitelor construcții se fixează ținându-se seama de condiția ca rezistențele efective să nu depășească rezistențele admisibile, care reprezintă o fracțiune din rezistența limită a materialelor respective.

Raportul dintre rezistența limită a materialului și rezistența admisibilă s'a denumit coeficient de siguranță, iar valoarea lui se fixa, în general, fără o bază științifică suficientă. In afară de aceasta, însăși rezistențele admisibile erau justificate numai cât timp se păstra proporționalitatea dintre sarcina care acționează și eforturile unitare până la rupere, ceeace se întâmplă, după cum se știe, foarte rar la elementele de construcții.

Neajunsurile metodei rezistențelor admisibile fiind de mult recunoscute, au apărut o serie de lucrări în care se propunea o altă metodă de calcul al elementelor de construcții, care ține mai bine seama de proprietățile fizice ale materialelor și de modul real de comportare a lor în stadiul de rupere. Astfel s'a ajuns la trecerea dela metoda de calcul pe baza rezistențelor admisibile la metoda de calcul pe baza eforturilor de rupere.

Acest lucru s'a realizat pentru prima oară în U.R.S.S. în anul 1938 pentru construcțiile de beton armat, la care neajunsurile arătate pentru metoda de calcul — pe baza rezistențelor admisibile — apăreau deosebit de clar. Mai târziu, această trecere la noua metodă de calcul s'a realizat și pentru construcțiile de beton, zidărie și zidărie armată.

Scanned with OKEN Scanner

Ideile principale şi diferitele procedee ale metodei de calcul al elementelor de construcţie, pe baza eforturilor de rupere, au fost elaborate de oamenii de ştiinţă sovietici. Trebue amintite în mod special lucrările prof. A. F. Loleit, care au pus bazele studiului şi elaborării teoriei de calcul al construcţiilor de beton armat pe baza eforturilor de rupere, şi lucrările colectivului de colaboratori ştiinţifici ai ŢNIPS-ului, sub conducerea prof. A. A. Gvozdev, care au desvoltat aceste idei în urma cercetărilor teoretice şi experimentale făcute pe scară întinsă şi care a creat o metodă unitară de calcul al construcţiilor de beton armat pe baza stadiului de rupere.

Mai târziu, datorită lucrărilor prof. L. I. Onişcic şi ale personalului ştiinţific din laboratorul pentru construcţiile de zidărie al ŢNIPS-ului, această metodă a fost extinsă şi la calculul construcţiilor de zidărie.

Trebue remarcate deasemenea lucrările prof. A.A. Gvozdev, care a stabilit o serie de legi generale referitoare la modul cum ajung elementele de construcţie în starea limită de rezistenţă.

Oamenii de ştiinţă şi inginerii sovietici au deasemeni realizări importante şi în domeniul studiului comportării reale a construcţiilor de lemn şi metalice.

Astfel, de exemplu, la ŢNIPS, prof. N. S. Streleţkii, S. A. Bernştein, cand. în ştiinţe tehnice V. S. Turkin, prof. B. N. Gorbunov şi o serie de alţi specialişti au efectuat lucrări pentru studiul comportării construcţiilor metalice în stadiul elastico-plastic.

Prof. F. P. Beliankin, prof. I. M. Ivanov, prof. G. G. Carlsen şi alţi colaboratori ştiinţifici ai ŢNIPS-ului au studiat comportarea construcţiilor de lemn încărcate până la rupere.

Aceste lucrări nu au făcut totuşi cu putinţă să se revizuiască metoda de calcul pe baza rezistenţelor admisibile pentru construcţiile de lemn şi metalice.

Odată cu desvoltarea cunoştinţelor asupra comportării elementelor de construcţii până la rupere, atenţia oamenilor de ştiinţă sovietici a fost îndreptată către o explicare mai justă şi o precizare a coeficientului de siguranţă. Din acest punct de vedere, metoda de calcul pe baza eforturilor de rupere era încă departe de a fi perfectă, deoarece nu dădea o bază ştiinţifică pentru stabilirea valorii coeficientului de siguranţă.

In anul 1943 s'a organizat pe lângă Consiliul tehnic al Comisariatului Poporului pentru Construcţii o comisie pentru unificarea metodelor de calcul al elementelor de construcţii; această comisie a trecut mai târziu la ŢNIPS şi a primit sarcina de a elabora o metodă unică de calcul al elementelor de construc-

Scanned with OKEN Scanner

ţii din diferite materiale, stabilind pe bază ştiinţifică valoarea coeficienţilor de siguranţă.

In anul 1944 I. I. Goldenblat, doctor în ştiinţe tehnice, ing. S. N. Dobrinin şi A. N. Popov, cand. în ştiinţe tehnice, au propus acestei comisii înlocuirea coeficientului unic de siguranţă printr'un sistem de coeficienţi de supraîncărcare şi de coeficienţi care să ţină seama de calitatea materialelor [1]). Această propunere a constituit o cotitură importantă în elaborarea metodelor unificate de calcul.

De o deosebită importanţă pentru elaborarea noii metode unificate de calcul au fost lucrările prof. N. S. Streletkii cu privire la analiza coeficienţilor de siguranţă şi a rezistenţei construcţiilor, precum şi la alegerea şi fixarea valorilor diferitelor sisteme de coeficienţi de calcul, care să asigure condiţiile de rezistenţă necesare.

Noua metodă de calcul, numită metoda de calcul pe baza stărilor limită, a fost elaborată sub forma ei actuală de către comisia pentru unificarea metodelor de calcul a ŢNIPS-ului, alcătuită din: cand. în ştiinţe tehnice V. A. Baldin, prof. A. A. Gvozdev, doctor în ştiinţe tehnice I.I.Goldenblat, prof. I. M. Ivanov, prof. V. M. Keldâş (preşedinte), V. M. Cocenov cand. în ştiinţe tehnice, prof. L. I. Onişcic, prof. N. S. Streletkii, cand. în ştiinţe tehnice K. E. Tal. Această comisie a elaborat, pe baza noii metode de calcul, normele pentru proiectarea construcţiilor de metal, lemn, zidărie, zidărie armată, beton şi beton armat, precum şi principiile generale de calcul pe baza cărora este întocmit Proiectul de Norme.

Faţă de metoda rezistenţelor admisibile şi cea a eforturilor de rupere, noua metodă de calcul pe baza stărilor limită, în afară de faptul că este universală, se deosebeşte prin introducerea mai multor stări limită care delimitează comportarea construcţiilor, precum şi printr'un nou sistem de coeficienţi de calcul (de supraîncărcare, de omogeneitate şi de condiţii de lucru), în locul coeficientului de siguranţă unic.

Această metodă de calcul, propusă şi elaborată de oamenii de ştiinţă sovietici constitue un progres categoric. In comparaţie cu coeficientul unic de siguranţă, introducerea coeficienţilor care ţin seama separat de posibilitatea de variaţie a sarcinii, de proprietăţile de rezistenţă a materialelor etc. dă posibilitatea să se determine mai simplu şi mai exact valorile lor. In afară de aceasta, prin introducerea coeficienţilor de omogeneitate, orice creştere a omogeneităţii materialelor poate fi

---

[1]) In prezent sunt numiţi coeficienţi de omogeneitate.

Scanned with OKEN Scanner

luată imediat în considerare, ceeace are ca urmare o ușurare a construcțiilor (secțiuni mai reduse) și o economie de materiale. Noua metodă de calcul permite stabilirea cu mai multă siguranță a capacității portante reale a construcțiilor, ceeace face posibilă o mai economică proiectare a lor. Marile avantaje ale noii metode de calcul al elementelor de construcții au determinat introducerea ei în Proiectul de Norme pentru proiectarea construcțiilor.

Noutatea acestei metode face necesară o popularizare cât mai largă pentru a se asigura condițiile necesare aplicării ei rapide în practică.

Cartea cuprinde o expunere scurtă și într'o formă accesibilă a principiilor noii metode de calcul, dându-se în special date practice detaliate pentru calculul diferitelor elemente de construcții, cu exemple de calcul.

Primul capitol al cărții a fost redactat de I. I. Goldenblat, doctor în științe tehnice, capitolul al doilea — de K. E. Tal, cand. în științe tehnice, capitolul al treilea — de M. I. Pildiș, cand. în științe tehnice, după materialul elaborat de L. I. Onișcic, capitolul al patrulea — de V. A. Baldin, cand. în științe tehnice, capitolul al cincilea — de V. M. Cocenov, cand. în științe tehnice. Redactarea generală a cărții s'a făcut de către V. M. Keldâș, doctor în științe tehnice.

Direcția ȚNIPS

Scanned with OKEN Scanner

PARTEA I-A

PRINCIPIILE GENERALE ALE CALCULULUI ELEMENTELOR DE CONSTRUCŢII DUPA STĂRILE LIMITĂ

I. Bazele calculului după stările limită

Metoda de calcul al elementelor de construcţii pe baza „rezistenţelor admisibile" a fost elaborată încă la începutul secolului al XIX-lea, mai târziu decât metoda de calcul după echilibrul limită. Fiind mai generală şi în strânsă legătură cu metodica „rezistenţei materialelor", ea a devenit metoda predominantă şi numai în ultimii 20 de ani a fost supusă unei critici serioase.

Neajunsul fundamental al metodei rezistenţelor admisibile constă în faptul că în această metodă corpurile sunt presupuse perfect elastice, nu se iau în consideraţie proprietăţile plastice ale materialelor de construcţii şi nu se ţine seama suficient de condiţiile reale de comportare a construcţiilor sub sarcină. Deaceea, această metodă nu dă şi nu poate da o apreciere justă a capacităţii portante a elementelor de construcţii.

In ultimii 50 de ani, rezistenţele admisibile pentru oţeluri au crescut de circa 2 ori, iar pentru beton de circa 1 ½ ori.

Atât timp cât precizarea şi perfecţionarea calculelor avea ca o consecinţă directă majorarea rezistenţelor admisibile, nu existau baze principiale suficiente pentru o critică a calculului după rezistenţele admisibile. Dar cum trebuia procedat în cazurile când calculul exact arăta că în construcţie există zone în care rezistenţele sunt egale cu cele limită sau sunt chiar mai mari, şi cum se putea explica faptul că cu toate acestea, construcţiile nu se rup, ci continuă să reziste în mod satisfăcător?

Scanned with OKEN Scanner

Tocmai acest fapt a fost constatat în urma perfecţionării calculului fermelor metalice.

Se ştie că aceste ferme se calculează ca sisteme articulate, cu toate că în realitate nodurile lor sunt rigide. Luarea în consideraţie a influenţei rigidităţii nodurilor şi studiul repartizării eforturilor în gusee au arătat că fermele metalice care lucrează în bune condiţii chiar sub sarcini dinamice au în gusee zone în care calculul arată eforturi unitare întrecând cu mult rezistenţele admisibile. Prin urmare, în cadrul metodei rezistenţelor admisibile nu se mai putea tinde către majorarea rezistenţelor, dar trebuia totuşi explicat faptul că fermele nu se rup.

Această explicaţie s'a putut da însă numai pe baza studiului stării limită a fermelor înaintea ruperii. Analiza acestei stări a arătat că o concentrare locală de rezistenţe mari şi deformaţiile plastice legate de ele nu influenţează capacitatea totală portantă a fermei.

O situaţie analoagă are loc şi la îmbinările nituite. Intr'un calcul riguros al unei îmbinări nituite cu mai multe rânduri de nituri, care reprezintă un sistem de mai multe ori static nedeterminat, presupunând materialul elastic, rezultă că din îmbinare lucrează în special primele şi ultimele rânduri de nituri.

Intr'un astfel de calcul, spre deosebire de calculul pe baza efortului mediu, eforturile unitare în niturile marginale sub sarcina de exploatare sunt cu mult mai mari decât cele „admisibile". Conducându-ne după metoda „rezistenţelor admisibile", efortul admisibil al îmbinării ar trebui redus faţă de cel stabilit în mod obişnuit prin calcul după metoda efortului mediu. Totuşi, îmbinările cu mai multe rânduri de nituri calculate pe baza efortului mediu se comportă satisfăcător.

Prin urmare, valorile rezistenţelor maxime care rezultă din calcul nu sunt un criteriu pentru stabilirea rezistenţei construcţiei.

Este interesantă o experienţă făcută în anul 1920. S'au măsurat eforturile unitare în armătura unui stâlp de beton armat din scheletul unei clădiri în curs de construcţie.

In timpul betonării unui stâlp s'au fixat de barele armăturii tensometre (aparate care măsoară deformaţiile liniare). Pe măsura execuţiei scheletului, deformaţiile, deci şi eforturile unitare, au crescut; în scheletul complect terminat care s'a comportat bine eforturile unitare au ajuns egale cu limita de curgere, adică depăşeau de circa două ori rezistenţele admisibile.

De aici rezultă că efortul unitar maxim nu caracterizează câtuşi de puţin rezistenţa construcţiei.

Scanned with OKEN Scanner

In numeroase cazuri calculul pe baza rezistențelor admisibile a început să frâneze desvoltarea tehnicii construcțiilor. Acest mod de calcul duce la situația că, în ciuda aprofundării cunoștințelor asupra comportării construcțiilor, micșorarea coeficienților de siguranță și prin urmare ușurarea și ieftinirea construcțiilor într'o serie de cazuri erau imposibile cu toată desvoltarea luată de teoria calculului. Mai mult chiar, într'o serie de cazuri, calculul pe baza rezistențelor admisibile arăta necesitatea consolidării construcțiilor, cu toate că aceste construcții rezistaseră destul de bine în decursul multor ani.

Așa s'a întâmplat de exemplu cu planșeele ciuperci de beton armat. Incă dela începutul secolului al XX-lea fuseseră stabilite dimensiunile acestor planșee pe cale pur experimentală. In anul 1920, specialiștii germani au elaborat calculul acestor planșee, pe baza teoriei elasticității. Acest calcul a dus la mărirea greutății planșeelor cu aproape odată și jumătate, ceeace arată că este greșit să se considere planșeele ciuperci de beton armat ca niște construcții executate dintr'un material elastic ideal.

Rezultatele lucrărilor experimentale în domeniul construcțiilor de zidărie arată deasemenea imperfecțiunea calculului pe baza rezistențelor admisibile.

De exemplu, capacitatea reală de rezistență a stâlpilor de cărămidă care lucrează la compresiune excentrică este de 50% mai mare, iar în cazul excentricităților mari chiar cu 100% mai mare decât cea arătată de calculul pe baza rezistențelor admisibile.

Imperfecțiunea metodei rezistențelor admisibile a fost de mult timp recunoscută. In legătură cu aceasta au început să apară lucrări în care se propunea un procedeu de calcul al elementelor de construcție la rezistență și stabilitate principial diferit de cel anterior. In U.R.S.S. s'a făcut, pentru prima oară, trecerea la noua metodă de calcul pentru construcțiile de beton, beton armat și zidărie, pe baza sarcinilor de rupere.

Deosebirea dintre metoda de calcul pe baza sarcinilor de rupere și metoda rezistențelor admisibile constă în folosirea mult mai largă a datelor experimentale, generalizarea experienței construcțiilor sovietice și luarea în considerare a stării limită plastice a materialelor. Procedeele de calcul ale acestei metode sunt bazate pe analiza proprietăților reale ale materialelor de construcție și a condițiilor în care lucrează construcțiile.

Metoda de calcul pe baza rezistențelor admisibile și metoda de calcul pe baza sarcinilor de rupere sunt bazate pe utilizarea coeficientului de siguranță unic (nediferențiat), care

Scanned with OKEN Scanner

acoperă toţi factorii de care nu s'a ţinut seama în calcul şi care influenţează rezistenţa construcţiei.

Nu este greu de arătat faptul că acest coeficient de siguranţă unic, care nu caracterizează starea fizică reală a construcţiilor în momentul ruperii, nu poate servi drept criteriu just în ce priveşte rezistenţa construcţiei.

Acest coeficient nu dă o imagine adevărată despre rezervele de rezistenţă a construcţiilor şi introducerea lui în calcul, într'o serie de cazuri, presupune o combinaţie imposibilă a sarcinilor, care nu totdeauna contribue la mărirea siguranţei construcţiei.

Intr'adevăr, înmulţind greutatea proprie a construcţiei cu coeficientul de siguranţă se introduce în calcul o sarcină fictivă, deoarece este evident că greutatea proprie a construcţiei poate diferi de cea de calcul cu cel mult 10...15%.

Un exemplu foarte simplu îl constitue chiar verificarea zonei întinse a elementelor comprimate excentric.

In cazul general (pentru simplicitatea exemplului nu se va ţine seama de flambaj), la elementele alcătuite dintr'un material omogen efortul unitar într'un stâlp se stabileşte cu formula:

$$\sigma_{rt} \geqslant \frac{kN}{F} \pm \frac{kM}{W}$$

unde F şi W — suprafaţa şi modul de rezistenţă a secţiunii;
N şi M — forţa longitudinală şi momentul încovoietor;
σ_{rt} — rezistenţa limită a materialului la întindere;
k — coeficientul de siguranţă unic.

Se poate vedea uşor că, prin mărirea ambilor termeni ai formulei de k ori, valoarea rezistenţei de calcul la întindere devine mai mică decât dacă se măreşte numai termenul al doilea.

Ultimul caz are loc în mod obişnuit în realitate, deoarece greutatea proprie a construcţiei nu poate varia în limite atât de largi ca sarcinile utile ale planşeelor şi încărcarea din presiunea vântului.

Prin urmare, valorile N şi M, în cazul general, nu variază proporţional una faţă de alta şi variaţiile reale ale acestor valori pot duce la eforturi unitare mai mari decât cele calculate prin formula dată mai sus.

La calculul grinzilor continue, utilizarea coeficientului de siguranţă unic pentru sarcina permanentă duce la momente încovoietoare mai mici dacă greutatea proprie are efect de descărcare şi la momente încovoietoare prea mari dacă acţiunea ei măreşte efortul în secţiune.

Scanned with OKEN Scanner

In general, un aspect analog apare în calculul construcțiilor oridecâteori există mai multe acțiuni independente, dintre care fiecare poate varia în mod diferit.

Coeficienții de siguranță se normează independent de caracterul și natura fiecărei sarcini și trebue să acopere creșterile posibile ale sarcinii de exploatare, eforturile de care nu s'a ținut seama (din contracție, temperatură etc.) și abaterea posibilă a dimensiunilor elementelor de construcție față de cele luate în calcul.

Prin urmare, toate situațiile defavorabile și de care nu s'a ținut seama se apreciază printr'un coeficient de siguranță unic. Dar, după cum s'a arătat, un asemenea coeficient nu poate servi deloc drept criteriu just în ce privește siguranța construcției.

Un progres însemnat în calcul se poate obține prin înlocuirea coeficientului de siguranță unic cu coeficienți de siguranță diferențiați (corespunzători sarcinilor, materialelor etc.) și prin stabilirea valorii lor pentru diferite cazuri printr'o justă apreciere după studierea lor.

După aceste observații prealabile, să trecem la expunerea principiilor fundamentale ale metodei stării limită.

Inainte de toate, să definim noțiunea de „stare limită".

Prin starea limită se înțelege o stare a construcției în care exploatarea ei normală devine imposibilă.

Se disting trei feluri de stări limită :

a) Prima stare limită — pe baza capacității de rezistență (a rezistenței și stabilității construcției, a obosirii materialului) — la care construcția pierde capacitatea de a rezista acțiunilor exterioare sau capătă deformații remanente care nu mai permit exploatarea ei.

b) A doua stare limită — pe baza creșterii peste măsură a deformațiilor din sarcinile dinamice sau statice — la care construcția își păstrează rezistența și stabilitatea, însă apar deformații sau vibrații care exclud posibilitatea exploatării ei viitoare.

c) A treia stare limită — pe baza formării sau deschiderii fisurilor — la care, deși construcția își păstrează rezistența și stabilitatea, fisurile apar și se deschid până la o mărime, pentru care exploatarea viitoare devine imposibilă din cauza pierderii impermeabilității necesare, a pericolului de ruginire sau a deteriorării finisajului.

Ideea de bază a metodei stărilor limită constă în următoarele : scopul calculului este obținerea unei garanții suficiente că în timpul exploatării construcția nu va ajunge în niciuna

Scanned with OKEN Scanner

din stările limită neadmisibile pentru ansamblul construcției sau pentru elementele ei componente.

Posibilitatea ajungerii într'una din stările limită depinde de numeroși factori, dintre care cei mai importanți sunt: *a*) sarcinile exterioare și alte acțiuni, *b*) calitatea și proprietățile mecanice ale materialelor din care este executată construcția, *c*) condițiile generale de lucru ale construcției, condițiile în care este executată etc.

Prin urmare, metoda de calcul trebue să se bazeze pe analiza procesului de trecere a construcției într'o stare limită, ținând seama de toți factorii care influențează capacitatea ei de rezistență.

Să ne oprim înainte de toate la factorul calitate și la proprietățile mecanice ale materialelor din care este executată construcția.

Experiența arată că proprietățile mecanice ale materialelor (de exemplu: rezistența) nu sunt constante. In realitate aceste proprietăți se caracterizează printr'o anumită variabilitate sau, după cum se spune, prin împrăștierea indicilor de rezistență.

De ce factori este condiționată această variabilitate?

In cazul materialelor naturale, variația indicilor de rezistență este determinată de condițiile lor de formare. Se poate căpăta o imagine justă despre variabilitatea indicilor de rezistență ai materialelor de construcție naturale, pe baza curbelor de împrăștiere, care reflectă rezultatele prelucrării statistice a numeroaselor încercări.

Variabilitatea indicilor de rezistență ai materialelor de construcție artificiale este condiționată de cauze care depind de noi. Intr'adevăr o influență esențială asupra variabilității acestor indici o au caracteristicile proceselor tehnologice de fabricare a materialelor de construcție și caracteristicile materiei prime care servește la fabricarea lor.

In orice caz, fiind date condițiile procesului tehnologic și materia primă, se obțin materiale de construcție care se caracterizează printr'o anumită variabilitate a proprietăților mecanice (de exemplu: rezistența).

Astfel, de exemplu, pentru oțelul de marca St3 cu limita de curgere de rebut de 2 400 kg/cm², limita de curgere reală variază dela 2 100 până la 3 500 kg/cm² și chiar mai mult.

Variabilitatea indicilor de rezistență este și mai mare la materialele de construcție cu pietrele naturale, betonul, lemnul.

Scanned with OKEN Scanner

Pe baza datelor experimentale, în funcție de indicii de rezistență ai materialelor de construcție, normele stabilesc rezistențele normate ale materialelor, la diferite solicitări.

Rezistențele normate trebue fixate ținându-se seama de împrăștierea indicilor de rezistență ai materialelor de construcție. Până în prezent încă nu s'a stabilit o metodă unică pentru fixarea rezistențelor normate. In unele cazuri, de exemplu pentru beton și zidărie de piatră, se iau ca rezistențe normate rezistențele medii (sau apropiate de ele), iar în alte cazuri — rezistențe mai mici, în funcție de rezultatele încercărilor mecanice de recepție, de exemplu pentru oțelul de construcții, sau rezistențele minime probabile — de exemplu pentru lemnărie.

La stabilirea prin calcul a unei stări limită trebue luate în considerare abaterile posibile ale indicilor de rezistență ai materialului față de valorile normate.

Aceste abateri ale indicilor de rezistență ai materialelor de construcție se pot caracteriza prin coeficientul de omogeneitate k (subunitar). Inmulțind rezistența normată a materialului R^n cu coeficientul de omogeneitate k, calculând adică valoarea :

$$kR^n = R \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

se obține limita inferioară de rezistență a materialului de care trebue să se țină seama în mod practic.

Valoarea $kR^n = R$ se numește rezistența de calcul.

Trebue remarcat că rezistența de calcul $R = kR^n$ corespunde unor anumiți indici de variabilitate a materiei prime de bază și condițiilor normale pentru procesul tehnologic de fabricare a materialelor.

Trebue deasemenea remarcat că este necesar să se introducă coeficientul de omogeneitate chiar în cazul când standardele fixează condiții stricte pentru materialele de construcții utilizate, deoarece la încercările materialelor efectuate la alegere, ori cât de riguros s'ar face acestea, nu există siguranța că nu se vor pune în operă și materiale de rezistență mai redusă.

Lucrările experimentale și teoretice făcute de ȚNIPS pentru studiul stării limită a construcțiilor din beton armat, metalice, de lemn și zidărie au pregătit baza necesară pentru introducerea în practică a metodei stării limită.

Pe baza acestor lucrări se poate stabili valoarea capacității portante a diferitelor construcții ca o funcție de caracteristicile geometrice ale elementelor și de rezistența materialelor din care este executată construcția.

Scanned with OKEN Scanner

De exemplu, capacitatea portantă a unei grinzi de beton armat (valoarea momentului de rupere M) este egală cu:

$$M = R_i\, bh_0^2 \alpha\, (1 - 0{,}5\, \alpha) \tag{1.1}$$

unde: R_i — rezistența de rupere a betonului la compresiune din încovoiere;

b și h_0 — lățimea și înălțimea secțiunii grinzii;

α — un coeficient care depinde de procentul de armare.

Interesează însă valoarea minimă a capacității portante. Aceasta se poate obține introducând în formulele de calcul, în locul rezistențelor normate, rezistențele de calcul care constau din produsul dintre rezistențele normate și coeficienții de omogeneitate.

Formula (1.1) va căpăta în acest caz forma:

$$M = k_b\, R_i\, bh_0^2 \frac{k_a}{k_b} \cdot \frac{F_a \sigma_c}{R_i b h_0} \left(1 - 0{,}5 \frac{k_a}{k_b} \cdot \frac{F_a \sigma_c}{R_i b h_0}\right) \tag{1.2}$$

unde k_b — coeficientul de omogeneitate a betonului;

k_a — coeficientul de omogeneitate a armăturii;

σ_c — limita de curgere a armăturii.

Cu formula (1.2) se poate calcula valoarea minimă posibilă a momentului încovoietor, pe care îl poate prelua grinda, ținând seama de împrăștierea indicilor de rezistență a betonului și a limitei de curgere a armăturii.

Sub forma generală, capacitatea portantă minimă a construcției se poate scrie astfel:

$$\Phi\, (k_1 R_1;\ k_2 R_2; \ldots;\ S) \tag{1.3}$$

unde S — caracteristicile geometrice ale construcției;

R_1, R_2 etc. — rezistențele normate ale materialelor din care este executată construcția;

k_1, k_2 etc. — coeficienții de omogeneitate respectivi.

Să trecem acum la problema sarcinilor. La fel cum s'a procedat cu indicii de rezistență ai materialelor de construcție, se pot stabili noțiunile de sarcini normate și de coeficienți de supraîncărcare care caracterizează variabilitatea sarcinii. Definițiile de mai jos caracterizează conținutul noilor noțiuni.

Sarcini normate se numesc valorile maxime stabilite prin norme ale acțiunilor exterioare admisibile pentru exploatarea normală a clădirii sau construcției.

Coeficienții care țin seama de variabilitatea sarcinilor, variabilitate în urma căreia apare posibilitatea depășirii de către sarcinile reale a valorilor sarcinilor normate, se numesc

Scanned with OKEN Scanner

BIBL. INST. MATEM. IASI

coeficienți de supraîncărcare. Coeficienții de supraîncărcare depind numai de felul sarcinii. Influența acțiunii dinamice a sarcinii asupra construcției, precum și mărirea voită a sarcinilor în timpul exploatării, trebue să se ia în considerare independent de coeficientul de supraîncărcare.

Produsul dintre sarcinile normate și coeficienții de supraîncărcare se numește sarcină de calcul.

In metoda de calcul pe baza stării limită, în afară de coeficienții de supraîncărcare și omogeneitate, se mai introduce coeficientul condițiilor de lucru ale construcției, care ține seama de particularitățile modului de lucru al construcțiilor sau elementelor lor: mediu agresiv, concentrarea rezistențelor în îmbinări, posibilitatea ruperii casante etc.

In afară de factorii enumerați asupra capacității portante a construcției mai influențează și neomogeneitatea calității execuției, abaterile dela toleranțele de execuție etc. Toți acești factori se cuprind în cele din urmă în coeficientul de omogeneitate al materialului, care se fixează cu oarecari rezerve. Factorul „impreciziunea calculului" nu se ia în considerare prin niciun coeficient. Mai mult decât atât, trebue considerată ca principial greșită introducerea unor coeficienți pentru „impreciziunea calculului" [1]). Impreciziunile calculului trebue să se compenseze prin alegerea potrivită a ipotezelor fundamentale de calcul și a schemelor de calcul, care permit să se aprecieze în fiecare caz particular abaterile posibile ale capacității portante reale a construcției față de cea de calcul.

Principiile fundamentale ale metodei stării limită se pot deci formula în modul următor:

Pentru construcțiile din orice material, calculul după prima stare limită — pe baza capacității portante — trebue să se facă cu formula (1.4) a cărei formă generală este:

$$n\,N^n \leqslant \Phi\,(m\,;\ k_1R_1{}^n\,;\ k_2R_2{}^n\,;\ldots\,;\ S) \qquad (1.4)$$

unde Φ — o funcție care corespunde naturii efortului (compresiune, întindere, încovoiere etc.);

N^n — efortul (momentul încovoietor) din sarcinile normate;

n — coeficientul de supraîncărcare;

$N = nN^n$ — efortul de calcul;

---

[1]) Aici se are în vedere preciziunea calculului static sau dinamic, ca și alegerea justă a schemei de calcul. Concentrarea locală a rezistențelor, de care nu se ține seama în calcul, de exemplu la găuri, poate fi luată în considerare prin coeficientul condițiilor de lucru.

Scanned with OKEN Scanner

$k_1 k_2$ etc. — coeficienții de omogeneitate ai materialelor;
$R_1^n R_2^n$ etc. — rezistențele normate ale materialelor;
m — coeficientul condițiilor de lucru;
S — caracteristicile geometrice ale secțiunii.

Această formulă rezultă din condiția ca efortul maxim posibil în element, ținând seama și de supraîncărcare, să nu fie mai mare decât capacitatea portantă minimă a lui, luându-se în considerare variabilitatea indicilor de rezistență ai materialelor și de condițiile de lucru ale construcției.

In formula (1.4), coeficientul de siguranță, luat în înțelesul lui obișnuit, este înlocuit prin trei coeficienți: — coeficientul de supraîncărcare (n), coeficientul de omogeneitate ai materialului (k) și coeficientul condițiilor de lucru ale construcției (m). Fiecare din acești coeficienți poate fi format dintr'unul sau mai mulți coeficienți, în funcție de numărul factorilor a căror variabilitate o caracterizează coeficientul respectiv (de exemplu de numărul felurilor de încărcări — pentru coeficienții de supraîncărcare).

Profesorul V. M. Keldâș și cand. în științe tehnice K. E. Tal au comparat formulele de calcul după metoda stării limită cu formulele cunoscute ale metodelor sarcinilor de rupere și rezistențelor admisibile [1]). Rezultatele obținute sunt expuse de ei în modul următor:

Pentru construcțiile de oțel, la încovoierea elementelor principale, ca stare limită se consideră atingerea limitei de curgere în fibrele marginale ale secțiunii și o distribuție liniară a rezistențelor pe înălțimea secțiunii.

In acest caz caracteristica geometrică va fi momentul de rezistență obișnuit al secțiunii, iar formula generală de calcul (1.4) va avea următorul aspect:

$$M \leqslant m\, \sigma_c\, W \qquad (1.5)$$

Exprimând momentul de calcul prin momentele din sarcinile normate, iar limita de curgere de calcul σ_c — prin valoarea ei normată R^n, se obține:

$$\sum n\, M^n \leqslant m k R^n W \qquad (1.6)$$

unde n este coeficientul de supraîncărcare.

Această formulă se poate considera ca generală pentru calculul elementelor încovoiate; din aceasta se pot obține

---

[1]) Intr'un articol din revista „Industria construcțiilor" Nr. 11, 1948 de dr. în științe tehnice prof. V. M. Keldâș și de cand. în științe tehnice K. E. Tal

Scanned with OKEN Scanner

pentru anumite condiții formule particulare atât pentru calculul efectuat pe baza „rezistențelor admisibile", cât și pentru cel efectuat pe baza sarcinilor de rupere.

Dacă se consideră, de exemplu în mod convențional, că coeficienții de supraîncărcare pentru toate sarcinile sunt egali, atunci :

$$\sum n\, M^n = n \sum M^n$$

Din ecuația (1.6) se obține

$$\frac{n}{mk} \sum M^n \leqslant R^n W \tag{1.7}$$

In cazul proporționalității dintre efortul M și efortul unitar σ valoarea $\frac{n}{mk}$ se poate considera ca un coeficient de siguranță generalizat; atunci relația (1.7) va reprezenta formula de calcul pe baza stadiului de rupere. Pe de altă parte mutând toți coeficienții în partea dreaptă a formulei (1.7), se obține :

$$\sum M^n \leqslant \frac{mk}{n} R^n W \tag{1.8}$$

In cazul proporționalității indicate mai sus între efortul M și efortul unitar σ, valoarea $\frac{mk}{n}\sigma_c^n$ se poate considera ca „rezistență admisibilă".

In acest caz, formula de calcul (1.8) are aspectul formulei adoptate de normele în vigoare pentru proiectarea construcțiilor de oțel :

$$\sum M^n \leqslant [\sigma]\, W \tag{1.9}$$

Prin urmare, pentru anumite condiții, rezultatele calculului pe baza celor trei formule (1.6), (1.8) și (1.9) vor coincide. Totuși este necesar să se sublinieze că această coincidență se întâmplă numai în cazul aceluiaș coeficient de supraîncărcare pentru toate sarcinile și în cazul proporționalității dintre eforturile totale și eforturile unitare.

Prima condiție nu este îndeplinită, deoarece fiecare sarcină are legile ei de variabilitate. Deaceea, calculul pe baza formulei (1.6) va duce la rezultate mai juste deoarece ia în considerare posibilitatea reală de supraîncărcare pentru fiecare fel de

Scanned with OKEN Scanner

sarcină în parte. Ignorarea acestei situații este unul din neajunsurile principale ale vechilor metode de calcul — pe baza rezistențelor admisibile sau pe baza sarcinilor de rupere.

Totuși, în afară de utilizarea de formule diferite, tehnica propriu zisă a calculului rămâne aceeaș.

La betonul armat situația se prezintă ceva mai complicată. Capacitatea portantă a elementului de beton armat depinde de două materiale diferite — beton și oțel; în afară de aceasta, în betonul armat nu există proporționalitate între eforturile totale și eforturile unitare.

In starea limită a elementelor încovoiate de beton armat, eforturile unitare din armătură se iau egale cu limita de curgere $\sigma_c = R_a$, eforturile unitare în betonul comprimat se iau egale cu R_i, iar diagrama rezistențelor de compresiune se ia dreptunghiulară.

Prin urmare, aceste caracteristici nu diferă cu nimic de caracteristicile stadiului de rupere după Normele și Condițiile Tehnice din 1948.

Pentru acest caz formula de calcul (1.4) în cazul secțiunii dreptunghiulare simplu armate va avea forma:

$$M \leqslant m R_i b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) \tag{1.10}$$

unde:

$$R_i b x = F_a R_a \tag{1.11}$$

Din aceste formule se poate obține deasemenea formula din Normele și Condițiile Tehnice pentru proiectarea construcțiilor de beton armat din 1938, înlocuind în formula (1.10) pe x cu valoarea lui din formula (1.11):

$$M \leqslant m R_i b h_0^2 \frac{F_a R_a}{R_i b h_0}\left(1 - 0{,}5 \frac{F_a R_a}{R_i b h_0}\right) = m R_i b h_0^2 \alpha (1 - 0{,}5 \alpha) \tag{1.12}$$

Ca formă, această formulă nu diferă de formula din Normele și Condițiile Tehnice din 1938, cu excepția faptului că ea nu conține coeficientul de siguranță. In realitate nu este totuși acelaș lucru, deoarece toate mărimile care intră în formula (1.12) au alt sens și altă semnificație. Astfel, de exemplu, momentul încovoietor M reprezintă momentul din sarcinile normate înmulțite cu coeficienții de supraîncărcare respectivi. Caracteristicile de rezistență σ_c și R_i care intră în valoarea α reprezintă valorile lor de calcul, adică cele normate, înmulțite cu coeficienții de omogeneitate respectivi.

Dacă se introduc în formula (1.12) notațiile corespunzătoare, se obține:

$$\sum nM^n \leqslant mk_b R_i^n bh_0^2 \frac{k_a}{k_b} \frac{F_a R_a^n}{R_i^n bh_0} \left(1 - 0{,}5 \frac{k_a}{k_b} \cdot \frac{F_a R_a^n}{R^n bh_0}\right)$$

sau

$$\sum nM^n \leqslant mk_a F_a R_a^n h_0 \left(1 - 0{,}5 \frac{k_a}{k_b} \frac{F_a R_a^n}{R_i^n bh_0}\right) \qquad (1.13)$$

Această formulă se poate considera ca generală pentru calculul elementelor încovoiate de beton armat; de aici în anumite condiții, se poate obține formula particulară care coincide în esență cu formula din Normele și Condițiile Tehnice — 3—48 pentru calculul pe baza stadiului de rupere. Dacă se presupune că coeficientul de supraîncărcare este acelaș pentru toate sarcinile și coeficienții de calitate ai armăturii și betonului k_a și k_b sunt egali unul cu altul, formula (1.13) se poate scrie sub următoarea formă:

$$\frac{n}{mk_a} \sum M^n = F_a R_a^n h_0 \left(1 - 0{,}5 \frac{F_a R_a^n}{R_i^n bh_0}\right) \qquad (1.14)$$

Considerând valoarea $\frac{n}{mk_a}$ ca un coeficient generalizat de siguranță, se obține formula cunoscută care corespunde Normelor și Condițiilor Tehnice — 3—48.

Prin urmare, în calculul betonului armat, coincidența rezultatelor calculului prin noua metodă și prin normele în vigoare poate avea loc numai în cazul egalității coeficienților de supraîncărcare pentru toate sarcinile (ca și la construcțiile metalice) și în cazul egalității coeficienților de omogeneitate ai betonului și armăturii.

Prima condiție poate fi îndeplinită numai în cazuri foarte rare, a doua aproape niciodată. Din această cauză, rezultatele calculului vor diferi într'o măsură oarecare de cele obținute prin metoda sarcinilor de rupere deoarece la calculul prin metoda stării limită se iau în considerare atât proprietățile individuale ale fiecărei încărcări, cât și calitatea fiecărui material în parte.

Totuși, în afară de utilizarea de formule diferite, tehnica propriu zisă a calculului rămâne nemodificată.

Verificarea construcțiilor la prima stare limită (capacitatea portantă) trebue să fie obligatorie pentru toate cazurile. Verificarea la a doua stare limită (desvoltarea deformațiilor foarte

mari) se face numai în cazurile când caracterul acțiunilor exterioare sau forma construcției fac posibilă apariția deformațiilor foarte mari sau a oscilației construcției sau elementelor ei.

Verificarea la a treia stare limită (deschiderea fisurilor) se face numai pentru construcțiile de zidărie, zidărie armată, beton și beton armat.

Deformațiile construcțiilor sub acțiunea sarcinilor normate la calculul pe baza celei de a doua stări limită nu trebue să fie mai mari decât valorile limită stabilite prin Normele și Condițiile Tehnice pentru proiectarea construcțiilor.

Calculul pe baza celei de a două stări limită în forma generală se caracterizează prin formula:

$$\Delta \leqslant f$$

unde: Δ — deformația (săgeata, alungirea etc.), care este în funcție de forma geometrică a construcției și de modulul de elasticitate al materialului;

f — valoarea limită admisibilă a deformației.

Calculul la formarea și deschiderea fisurilor trebue să se facă pe baza sarcinilor normate sau de calcul, în conformitate cu indicațiile din capitolele respective ale cărții de față.

Să cercetăm acum siguranța care se obține prin calculul pe baza metodei stării limită.

Scopul principal al oricărui calcul de rezistență sau stabilitatea este, în ultimă analiză, realizarea unei garanții de siguranță pentru rezistența construcției în timpul exploatării. Desigur, această siguranță trebue să fie realizată în așa fel încât să se poată considera în mod practic suficientă.

Din acest punct de vedere, metoda de calcul pe baza stării limită garantează rezistența construcției. Intr'adevăr, în toate cazurile când o mărire a sarcinii este periculoasă pentru rezistența construcției, metoda stării limită, care presupune coincidența simultană a supraîncărcării limită cu capacitatea portantă minimă posibilă, consideră starea cea mai periculoasă și cea mai puțin probabilă, iar în cazurile când micșorarea sarcinii reduce siguranța construcției (de ex. la compresiunea excentrică a stâlpilor de cărămidă, pentru anumite rapoarte dintre moment și forța normală), în mod obligatoriu se consideră ipoteza de calcul care presupune lipsa sarcinii utile corespunzătoare.

Prin urmare, metoda stării limită dă în toate cazurile garanția complectă a rezistenței construcției.

Metoda stării limită este bazată pe un studiu aprofundat experimental și teoretic al capacității portante reale a elemen-

telor de construcţii. Conform acestei metode, în calcul se introduc sarcinile a căror apariţie este într'adevăr posibilă în timpul exploatării construcţiei; indicii fizici de rezistenţă ai materialelor se iau în consideraţie pe baza studiului variabilităţii rezistenţei materialelor; capacitatea portantă a construcţiilor se calculează ţinând seamă de comportarea elastico-plastică sau casanto-coezivă a materialului etc.

Prin urmare, metoda stării limită apreciază mai just decât metoda rezistenţelor admisibile sau metoda sarcinilor de rupere valoarea capacităţii portante şi gradul de siguranţă ale construcţiei.

Metoda stării limită, fiind mult mai bine întemeiată pe date experimentale şi teoretice decât metoda rezistenţelor admisibile sau cea a sarcinilor de rupere, deschide perspective largi pentru uşurarea şi ameliorarea construcţiilor; în aceasta constă marea importanţă a acestei metode şi caracterul ei progresist.

Desvoltarea şi precizarea metodelor de calcul pe baza stării limită va permite reducerea coeficienţilor de siguranţă adoptaţi şi va micşora greutatea construcţiilor, în timp ce desvoltarea şi precizarea metodelor de calcul pe baza rezistenţelor admisibile nu oferă în majoritatea cazurilor aceste posibilităţi.

Se elimină deasemenea unele neconcordanţe şi contradicţii, proprii atât metodei rezistenţelor admisibile cât şi metodei sarcinilor de rupere.

Prin această metodă se introduce un principiu unic de calcul al construcţiilor din toate materialele şi în acest fel se simplifică simţitor lucrul proiectanţilor şi predarea acestei metode.

Acestea sunt particularităţile şi avantajele principale ale metodei stării limită în comparaţie cu metodele clasice.

II. Metodica stabilirii valorilor normate şi a coeficienţilor de calcul

Valorile normate care intră în formulele de calcul ale metodei stării limită trebue să garanteze siguranţa deplină şi economia construcţiilor calculate şi proiectate cu această metodă.

Cu alte cuvinte, sistemul de valori normate trebue să fie astfel stabilit încât să existe garanţia că în timpul exploatării construcţia nu va ajunge la nicio stare limită şi să se realizeze şi o economie a construcţiilor proiectate.

Scanned with OKEN Scanner

In acelaş timp, rezistenţele normate, coeficienţii de omogeneitate şi celelalte valori analoage trebue să contribue la asigurarea unui înalt nivel tehnic al construcţiilor, la controlul calităţii, la introducerea metodelor moderne pentru alegerea compoziţiei betonului etc.

Prin urmare, fixarea justă a valorilor normate în metoda stării limită are o mare importanţă tehnico-economică.

O importanţă fundamentală pentru stabilirea valorilor sarcinilor normate, a rezistenţelor normate şi a coeficienţilor de calcul o are experienţa proiectării, execuţiei şi a exploatării clădirilor şi construcţiilor.

Elaborarea justă a unor norme este imposibilă fără o analiză aprofundată a datelor experienţei şi o generalizare a acesteia.

O importanţă deosebită are şi studiul cauzelor variabilităţii rezistenţei materialelor, de ex. a betonului (influenţa factorilor tehnologici, a proprietăţilor fizice ale materialelor de bază etc.), pentru că studiind aceste cauze se capătă posibilitatea de a dirija proprietăţile fizice ale materialelor de construcţie, se poate micşora variabilitatea lor etc.

Rezistenţele normate şi coeficienţii de omogeneitate trebue să se fixeze în mod diferenţiat pentru diferite materiale, ţinându-se seamă de condiţiile lor de fabricare.

Acelaş procedeu trebue aplicat pentru sarcinile normate şi pentru coeficienţii de supraîncărcare.

In multe cazuri, sarcinile normate şi coeficienţii de supraîncărcare se pot fixa pe baza unei analize a caracterului sarcinilor corespunzătoare.

Să cercetăm de exemplu sarcina din presiunea hidrostatică a lichidelor din rezervoare. Această sarcină se cunoaşte exact; ea are valoarea limită perfect determinată, deaceea coeficientul de supraîncărcare pentru această sarcină, în ceeace priveşte valoarea ei limită, poate fi egal cu unitatea.

Să cercetăm sarcina în cazul aglomeraţiilor de oameni. Ea se consideră, în normele în vigoare, egală cu 400 kg/m², ceeace corespunde unei sarcini de 5 oameni pe 1 m², considerând greutatea unui om 80 kg. Această sarcină se poate deasemenea considera ca sarcină limită şi, prin urmare, coeficientul de supraîncărcare pentru aglomeraţie de oameni poate fi luat egal cu 1 (trebue amintit că în coeficientul de supraîncărcare nu se include coeficientul dinamic).

In practică, acest coeficient se ia egal cu 1,20 ceeace crează rezerve suplimentare de siguranţă pentru încăperile unde este posibilă o concentrare a aglomeraţiei.

Scanned with OKEN Scanner

Să cercetăm acum sarcina din greutatea proprie a construcțiilor. Această sarcină se calculează deobicei pe baza dimensiunilor din proiect ale construcțiilor și pe baza tabelelor care conțin greutățile materialelor de construcție și care se dau în diferite manuale.

După cum se știe, dimensiunile reale ale construcțiilor pot diferi întrucâtva de cele din proiect; în afară de aceasta, oarecari variații mai au și greutățile specifice ale materialelor de construcție. Pentru a ține seama de acești factori, trebue introdus, la greutatea proprie a construcției, un coeficient de supraîncărcare. Analiza multilaterală a datelor care influențează valoarea acestui coeficient a dus la stabilirea valorilor lui la 1,10. Intr'o serie de cazuri (de ex. la calculul zidurilor de sprijin la răsturnare) mai periculoasă decât creșterea este micșorarea greutății proprii a construcției în comparație cu valoarea ei de calcul. In aceste cazuri, Proiectul de norme recomandă să se ia un coeficient de supraîncărcare redus, egal cu circa 0,9.

La fixarea sarcinilor normate și a coeficienților de supraîncărcare la clădirile industriale, este necesar să se studieze amănunțit amplasarea posibilă a utilajului în cazul lucrului normal, posibilitatea supraîncărcărilor în timpul montajului utilajului sau în timpul unei reconstrucții a întreprinderii etc.

Mult mai complicată este determinarea sarcinilor și a coeficienților de supraîncărcare pentru sarcinile din zăpadă și vânt. Datele de bază pentru normare trebue să fie în acest caz datele statistice, care reflectă rezultatele observațiilor din mai mulți ani. Coeficientul de supraîncărcare pentru sarcina din zăpadă trebue să reflecte supraîncărcarea locală posibilă din cauza înzăpezirilor etc. Pe baza datelor existente, acest coeficient se ia egal cu 1,40.

La fel, coeficientul de supraîncărcare pentru sarcinile din vânt trebue să reflecte caracterul turbulent al vântului, neregularitatea lui, curenții etc.

In Proiectul de norme s'a introdus un coeficient unic de supraîncărcare pentru vânt, egal cu 1,20.

Să trecem acum la problema metodei de stabilire a coeficienților de omogeneitate. După cum reiese din definiția lor, în calculul lor trebue să se țină seama de variabilitatea indicilor de rezistență ai materialelor de construcție. Prin ce este condiționată această variabilitate? In cazul materialelor naturale, variabilitatea indicilor de rezistență este condiționată de modul lor de formare și de particularitățile acțiunii mediului în care au stat materialele (temperatura, umiditatea etc.). Se poate căpăta o imagine justă a variabilității indicilor de rezistență al

materialelor naturale de construcție pe baza curbelor de împrăștiere care reflectă rezultatele prelucrării statistice a unui mare număr de experiențe.

In cazul materialelor artificiale de construcție, variabilitatea indicilor lor de rezistență este condiționată, după cum s'a indicat mai sus, de cauze care depind de noi. O influență esențială asupra variabilității lor o au particularitățile proceselor tehnologice de fabricare a materialelor de construcție și particularitățile materiei prime care stă la baza fabricării lor[1]).

Când există condiții stricte la recepția materiei prime și se folosesc procese tehnologice perfecționate se poate obține o mare omogeneitate a materialelor de construcție, ceeace se va caracteriza prin coeficienți de omogeneitate mari, (omogeneitatea complectă este caracterizată prin coeficientul egal cu 1).

Din cele de mai sus rezultă că la stabilirea coeficienților de omogeneitate trebue să se țină seama de condițiile de fabricare a materialelor. Prin urmare, coeficienții de omogeneitate trebue să fie diferiți, de exemplu, pentru zidării executate din diferite materiale, pentru condiții de execuție diferite.

In acelaș timp, coeficienții de omogeneitate trebue să stimuleze acțiunea de îmbunătățire a calității materialelor de construcție, ca și mărirea omogeneității lor.

In cazurile când indicii de rezistență se supun legii obișnuite de împrăștiere:

$$\varphi(x) = \frac{1}{b\sqrt{2\pi}} l^{-\frac{x-R}{\alpha\sigma^2}} \qquad (1.15)$$

coeficienții de omogeneitate pot fi calculați în primă aproximație cu formula:

$$k = 1 - \frac{\alpha\sigma}{R} \qquad (1.16)$$

unde R — valoarea medie a rezistenței;

σ — standardul curbei de repartiție;

α — un număr oarecare pozitiv, care se ia deobicei egal cu 3.

Valoarea coeficientului de omogeneitate, calculată cu formula (1.16), are un caracter preliminar.

Pentru stabilirea definitivă a valorii omogeneității trebue să recurgem la o analiză complexă a datelor practice.

---

[1]) Pentru a înțelege cele ce urmează, este necesară cunoașterea bazelor elementare ale statisticei. Cititorul le poate cunoaște din cartea lui B. I. Romanovschi, „Curs elementar de statistică matematică", Gosttehteoretizdat, 1945.

Inainte de toate, din considerațiile generale ale metodei stării limită reiese că construcțiile executate din materiale care au o variabilitate mai mică pot fi mai ușoare (cu secțiuni mai mici).

Pe de altă parte, datele practice arată că la construcțiile care sunt solicitate de niște forțe, sau sunt executate din materiale ce au o variabilitate relativ mică, coeficientul de siguranță este deobicei prea acoperitor și li se poate micșora greutatea.

Prin urmare, metoda stabilirii coeficienților de omogeneitate trebue să fie în general următoarea:

a) Pe baza prelucrării rezultatelor încercărilor materialelor se construiesc curbele de împrăștiere a indicilor de rezistență.

b) Pe baza acestor curbe se calculează valorile prealabile ale coeficienților de omogeneitate cu formula (1.16).

c) Pe baza coeficienților de omogeneitate, calculați conform pct. „*b*", se face o proiectare de probă.

d) Rezultatele proiectării de probă se compară cu analiza datelor exploatării diferitelor construcții; o mare importanță trebue acordată datelor exploatării în cazul când există supraîncărcări, în ceeace privește analiza cauzelor avariilor etc.; comparația rezultatelor proiectării de probă nu trebue făcută cu date izolate din practica exploatării construcțiilor, ci cu tot complexul datelor care există asupra exploatării diferitelor tipuri de construcție.

e) Pe baza analizei făcute conform pct. „*d*" se stabilesc valorile definitive ale coeficienților de omogeneitate.

In încheiere să analizăm problemele justificării bazei valorilor coeficienților condițiilor de lucru.

Diversitatea cauzelor de care pot depinde valorile coeficienților condițiilor de lucru nu permite, desigur, elaborarea unei metode unice pentru stabilirea acestor coeficienți.

Intr'adevăr, în unele cazuri, coeficienții condițiilor de lucru depind de agresivitatea mediului, iar în alte cazuri, de exemplu, de natura solicitărilor exterioare. In cazurile obișnuite construcția se găsește sub influența mai multor solicitări și se poate considera că probabilitatea unei coincidențe a valorilor limită ale tuturor acestor solicitări cu valorile minime ale rezistenței materialelor din care este executată construcția este în mod practic egală cu zero; în acest caz, coeficientul condițiilor de lucru poate fi egal cu 1. Totuși, în unele cazuri, când există numai o singură solicitare exterioară cunoscută

Scanned with OKEN Scanner

precis [1]), condițiile de lucru ale construcției sunt de așa natură încât pentru realizarea siguranței necesare este nevoie să se introducă un coeficient pentru condițiile de lucru mai mic decât unitatea [2]). Prin urmare, coeficienții condițiilor de lucru, egali în cazurile obișnuite cu 1, trebue să se stabilească dela caz la caz, pe baza unei analize concrete a construcției și a modului cum lucrează.

III. Sarcini

Spre deosebire de GOST 1644—42, „Calculul elementelor de construcție. Considerații Generale", care prevede împărțirea sarcinilor în sarcini principale, suplimentare și speciale, Proiectul de norme utilizează noțiunea de combinații principale de sarcini, combinații suplimentare de sarcini și combinații speciale de sarcini. Totodată se adoptă următoarele combinații de acțiuni și sarcini în calculul clădirilor și construcțiilor :

a) principale — combinațiile de sarcini și solicitări care acționează regulat sau permanent și sunt formate din : sarcinile din greutatea proprie, sarcinile utile (greutatea oamenilor, a mărfurilor, utilajului), sarcina utilă din transport, sarcina din zăpadă, presiunea apei, influența temperaturilor neuniforme în rezervoarele pentru lichide calde și la coșurile de fum, sarcina din vânt pentru construcții înalte de tipul turnurilor, coșurilor de fabrică etc.

b) suplimentare — combinații de sarcini și acțiuni care acționează neregulat și sunt formate din : combinațiile principale și sarcina din vânt (cu excepția construcțiilor înalte), acțiunea dinamică neregulată a sarcinii (de exemplu la punerea în funcție a utilajului), sarcina utilă din macaralele de montaj, influența variațiilor anuale sau zilnice ale temperaturii aerului etc.

c) speciale accidentale (în special acelea care au un caracter de avariere) — combinațiile de acțiuni și sarcini formate din : combinații principale și forțele seismice, presiunea apei în cazul inundațiilor catastrofale, sarcini care apar în cazul cedării unei părți din construcție, influența ridicării temperaturii în cazul nerespectării procesului tehnologic, influența scăderii temperaturii în cazul opririi instalațiilor de încălzire etc

---

[1]) Acest caz are loc la calculul la răsturnare al unui zid de sprijin, care se găsește sub presiunea hidrostatică.

[2]) Cu alte cuvinte, coeficienții condițiilor de lucru trebue să țină seama de gradul de probabilitate al combinației respective de parametri de care depinde trecerea în starea limită.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru clădirile industriale se stabilesc următoarele combinații principale de sarcini care se introduc în calcule: la calculul construcțiilor care suportă poduri rulante (grinzi de rulare, cadre etc.) sarcina verticală se ia pentru numărul real de macarale, însă cel mult pentru două macarale alăturate, pentru a lucra împreună în fiecare deschidere a clădirii și la fiecare etaj.

La halele cu mai multe deschideri se ține seama de posibilitatea amplasării sarcinilor din macarale într'o singură deschidere și în deschideri adiacente. Sarcinile orizontale, care apar din frânarea pisicilor macaralelor sau ale podurilor rulante, în toate cazurile (la clădirile cu o singură deschidere și cu mai multe deschideri, în cazul macaralelor așezate pe mai multe rânduri, în cazul podurilor rulante și a macaralelor cu consolă etc.) se iau cel mult pentru două macarale.

In acest caz, clădirile industriale cu un singur nivel trebue să se calculeze: la combinațiile principale de sarcini, care constau din greutate proprie, zăpadă și sarcinile din macarale; la combinațiile suplimentare de sarcini, care constau din greutatea proprie, sarcini din zăpadă, sarcini din macarale și vânt; la combinațiile suplimentare de sarcini, care constau din greutatea proprie, sarcini din zăpadă și sarcini din macarale de montaj; la combinațiile speciale de sarcini, care constau din combinațiile principale și sarcinile seismice.

Aceste indicații și cele analoage lor pot fi bine justificate prin experiența proiectării și execuției în masă a clădirilor industriale.

Practica de mulți ani a proiectării construcțiilor civile și industriale precum și practica exploatării lor au permis stabilirea unor valori suficient de justificate pentru sarcinile utile la clădiri de diferite destinații. Aceste valori au fost introduse în documentele noastre normative și în Condițiile Tehnice pentru proiectarea diferitelor construcții.

Mai jos se dau valorile câtorva sarcini adoptate în Proiectul de norme:

Tabela 1 dă valorile sarcinilor normate și ale coeficienților respectivi de supraîncărcare.

Sarcinile din macarale, cu excepția celor speciale, se iau astfel:

a) Cea verticală — după standardele și cataloagele pentru utilajul de macarale.

b) Cea orizontală (numai pentru macarale electrice) longitudinală (în lungul căii macaralei), egală cu 0,10 din presiunea maximă pe roțile de frânare a macaralei.

Scanned with OKEN Scanner

Tabela 1

Sarcini normate și coeficienți de supraîncărcare

Denumirea clădirilor, încăperilor și elementelor de construcție	Sarcina utilă normată kg/m²	Coeficient de supra-încărcare
Greutatea proprie a construcțiilor	—	1,10
Planșee de pod, fără a ține seama de utilajul special: camera de ventilație, rezervoare de apă, motoare etc.	75	1,40
Locuințe, instituții sanitare (cu excepția vestibulurilor și a sălilor unde este posibilă o aglomerare masivă a vizitatorilor), grădinițele de copii, ținând seama și de greutatea utilajului obișnuit	150	1,40
Cămine, birouri, clase, încăperi de uz general ale atelierelor industriale, ținând seama și de greutatea utilajului obișnuit	200	1,40
Coridoarele căminelor, birourilor și încăperilor de uz general	300	1,30
Săli de mese, restaurante, auditorii, ținând seama și de greutatea utilajului obișnuit	300	1,30
Sălile și coridoarele teatrelor, cinematografelor, clubburilor, școlilor, gărilor, tribunelor, sălile magazinelor	400	1,20
Planșeele clădirilor industriale, ale depozitelor, muzeelor, pentru sarcina reală, însă cel puțin . . .	400	1,20
Depozite de cărți, arhive, planșee sub pasaje: pentru sarcina reală, însă cel puțin	500	1,20
Scări, vestibuluri, terase și balcoane	400	1,40
Presiunea hidrostatică a lichidelor	—	1,10
Sarcinile verticale și orizontale din macarale	—	1,30

c) Cea orizontală transversală se ia:

— pentru macarale cu suspensiune elastică — 0,05 din suma capacității de ridicare și greutății pisicii macaralei;

— pentru macarale cu suspensiune rigidă — 0,1 din aceeaș sumă de greutăți.

Totodată se consideră că efortul orizontal se transmite în întregime unei singure grinzi de rulare și se repartizează egal la roțile macaralei.

Sarcina de vânt se stabilește cu formula:

$$q_v = k_v Q \text{ kg/m}^2 \qquad (1.17)$$

unde Q — presiunea vântului, care se ia după tabela 2;

k_v — coeficientul aerodinamic, care se ia după tabela 3.

Tabela 2

Presiunea de calcul a vântului Q

Regiunea geografică	Pentru înălțimi deasupra terenului	
	până la 20 m	100 m și mai mult
Regiunea I — tot teritoriul U.R.S.S., cu excepția regiunilor II și III	40 kg/m²	100 kg/m²
Regiunea II — fâșia de coastă a oceanelor și mărilor, cu excepția regiunii III	70 „	150 „
Regiunea III — regiunea de coastă a Mării Negre, pe o lățime de 100 km, cu centrul în orașul Novorosiisk	100 „	200 „

Tabela 3

Coeficienți aerodinamici

Caracteristicile suprafeței construcției	k_e
Suprafețele verticale ale clădirilor, spre partea bătută de vânt, presiune pozitivă	+ 0,8
Suprafețele verticale ale clădirilor spre partea cu sucțiune, presiune negativă	— 0,6
Clădiri cu luminatoare pe mai multe rânduri și cu profil complex :	
a) Pentru suprafețele marginale bătute de vânt și pentru toate părțile înălțate, presiune pozitivă	+ 0,8
b) Pentru suprafețele marginale sucționate și pentru toate părțile înălțate sucționate, presiune negativă	— 0,6
c) Pentru suprafețele intermediare bătute de vânt, presiune pozitivă	+ 0,4
d) Pentru suprafețele intermediare sucționate, presiune negativă	— 0,4

Pentru suprafețele cilindrice de construcții valoarea presiunii vântului se calculează cu formula :

$$q_{tot} = 0{,}7\ QD \text{ kg/m} \qquad (1.18)$$

unde q_{tot} — presiunea totală a vântului pe m de înălțime a construcției ;

D — diametrul cilindrului, în m.

Tabela 2 dă valoarea presiunii vântului pentru înălțimi până la 20 m și pentru 100 m sau mai mult. Pentru înălțimi intermediare, valoarea presiunii vântului se stabilește prin

Scanned with OKEN Scanner

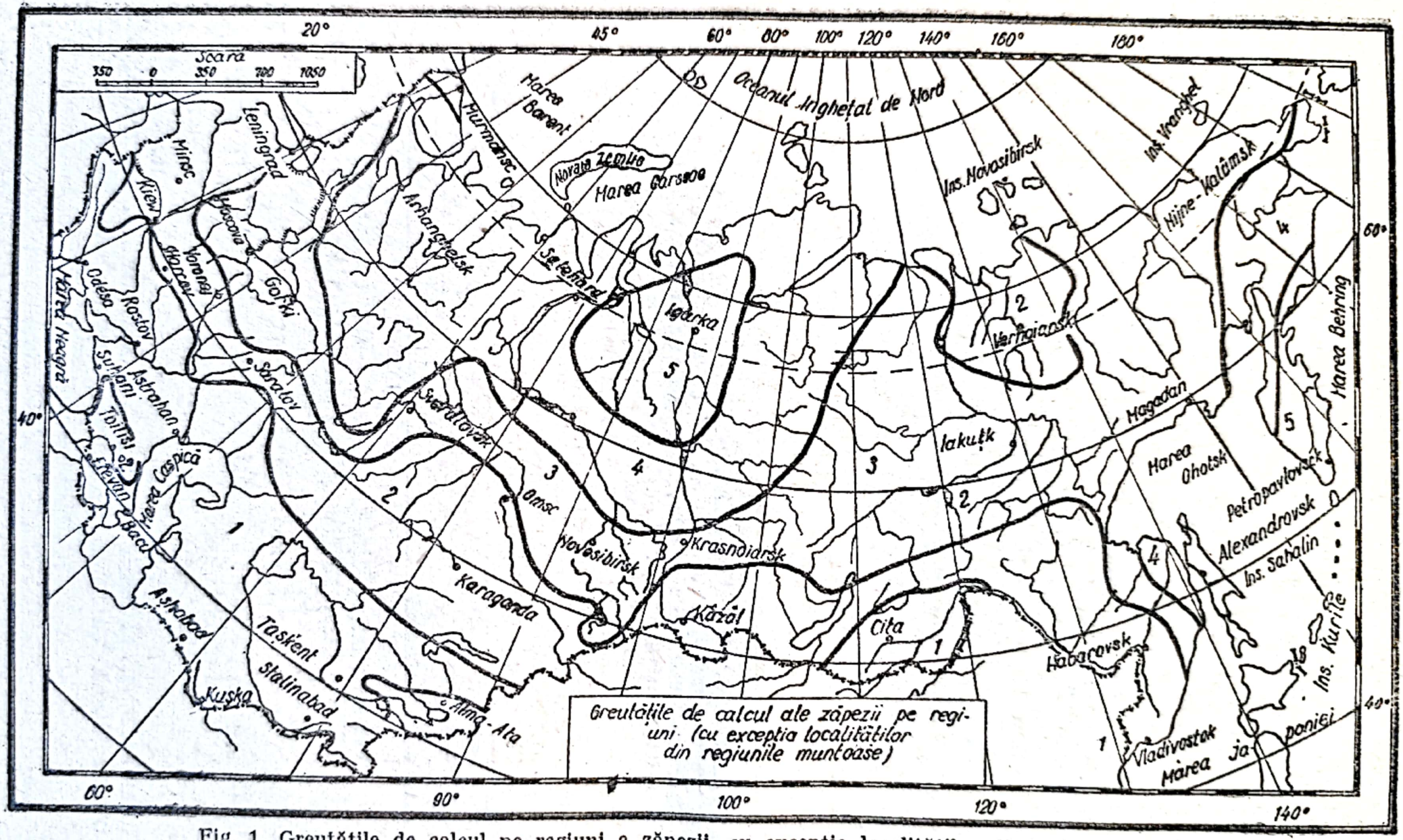

Fig. 1. Greutățile de calcul pe regiuni a zăpezii, cu excepția localităților din regiunile muntoase

Scanned with OKEN Scanner

interpolare liniară împărțindu-se înălțimea în zone având fiecare înălțimea de cel mult 20 m iar valoarea presiunii vântului admițându-se să se ia constantă pentru o zonă și egală cu presiunea din punctul mediu al zonei. Coeficientul de supraîncărcare pentru încărcarea de vânt se ia egal cu 1,20.

Sarcina din zăpadă depinde de clima regiunii precum și de forma acoperișului clădirii sau construcției. Valoarea sarcinii din zăpadă p_z pe m² de proiecție orizontală a acoperișului se stabilește cu formula :

$$p_z = pc \text{ kg/m}^2 \qquad (1.19)$$

unde p — greutatea de calcul a zăpezii în kg/m², care se ia din tabela 4;

c — coeficientul încărcării din zăpadă, care depinde de forma acoperișului și se ia din tabela 5.

Tabela 4

Greutatea de calcul „p" a zăpezii

Regiunile U.R.S.S., conform fig. 1 din OST 90058—40	1	2	3	4	5
Greutatea de calcul „p" a zăpezii, în kg/m²	50	70	100	150	200

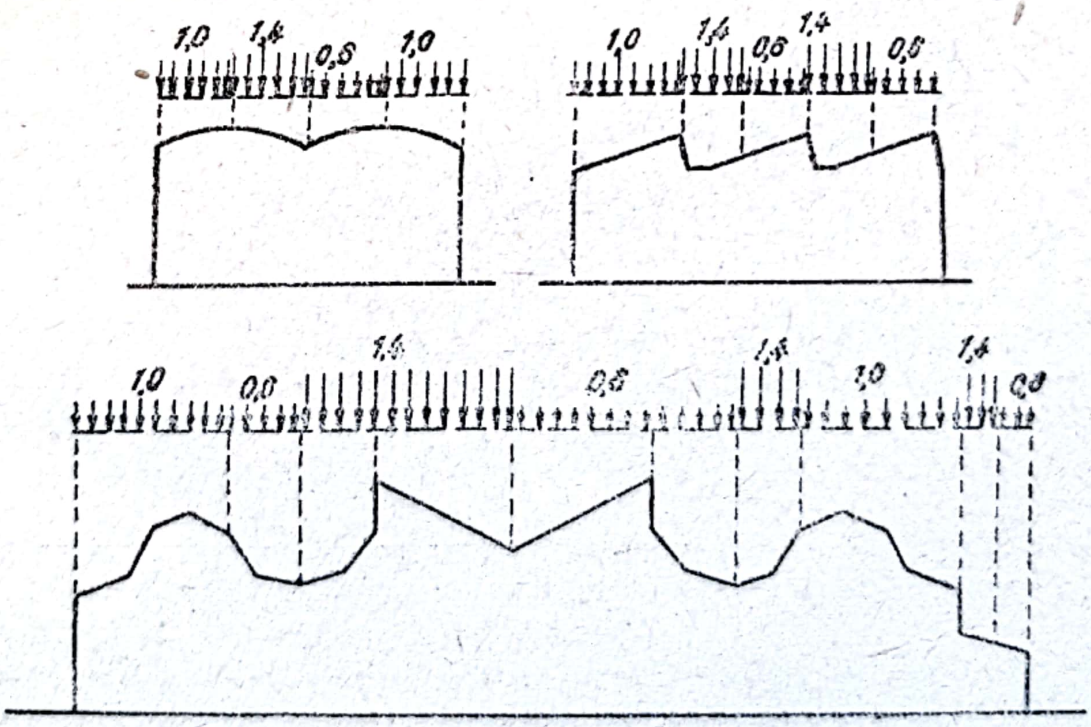

Fig. 2. Schemele încărcărilor din zăpadă pentru acoperișuri de formă complexă

Pentru încărcarea din zăpadă la alte forme de acoperiș coeficientul „c" se ia analog schemelor date în fig. 2.

Coeficientul de supraîncărcare pentru încărcarea din zăpadă se ia egal cu 1,40.

Tabela 5

Coeficientul „c" al încărcării din zăpadă

Forma acoperișului	c	Observații
Acoperișuri „simple", cu „o" singură pantă și cu 2 pante : pentru $\alpha \leq 25^0$ . . . . . $\alpha \leq 50^0$	1,0 0	Pentru valori intermediare ale unghiului de înclinare α față de orizontală al acoperișului — se interpolează
Acoperișuri simple cilindrice .	$\frac{1}{10\,f}$	1 = deschiderea, f = săgeată. Coeficientul „c" nu trebue să fie mai mare decât 1,0 și nici mai mic decât 0,3

PARTEA A II-A

CALCULUL CONSTRUCTIILOR DE BETON ARMAT PE BAZA STARILOR LIMITA

I. Principiile generale de calcul al elementelor construcțiilor de beton armat pe baza stărilor limită

Pentru construcțiile de beton armat sunt caracteristici următoarele stări limită:

1. Starea limită după capacitatea portantă (rezistență sau stabilitate).
2. Starea limită după deformații.
3. Starea limită după apariția sau deschiderea fisurilor.

La prima stare limită (rezistență sau stabilitate) se calculează toate elementele portante ale construcției; din calculul pe baza acestei stări limită se determină deobicei dimensiunile necesare ale secțiunilor elementelor.

Calculul pe baza deformațiilor limită nu este întotdeauna necesar. Dacă posibilitatea exploatării construcției nu depinde de valoarea deformațiilor construcției, nu se cere un calcul pe baza deformațiilor limită, adică verificarea valorilor deformațiilor. In acest caz, nu trebue totuși neglijate deformațiile care, într'un fel oarecare, pot influența rezistența și stabilitatea construcției caracterizând prin aceasta capacitatea lor portantă.

Calculul pe baza apariției și deschiderii fisurilor se cere în unele cazuri speciale, care sunt deasemenea în raport cu posibilitatea exploatării construcției.

Apariția sau deschiderea foarte mare a fisurilor pot influența durabilitatea construcției din cauza influenței distrugătoare a acțiunilor exterioare asupra armăturii sau betonului;

unele construcții hidrotehnice, rezervoarele etc. pot pierde impermeabilitatea necesară.

Dacă posibilitatea exploatării normale a construcției nu este deranjată prin apariția sau deschiderea fisurilor din zona întinsă a elementelor, calculul pe baza stării limită a III-a nu este necesar.

Evident, calculele de verificare pe baza stărilor limită a II-a și a III-a sunt necesare numai în cazurile când ele pot duce la mărirea dimensiunilor rezultate din calculul la rezistență sau stabilitate.

1. *Calculul după capacitatea portantă*

Calculul construcțiilor pe baza stărilor limită necesită în primul rând cunoașterea schemei stării „periculoase" sau limită, pe baza căreia trebue să se facă calculul.

Construcțiile de beton armat sunt deobicei sisteme complexe în spațiu, a căror comportare reală până la rupere este destul de complicată și încă insuficient studiată. Deaceea, în practică trebue să plecăm deocamdată, în multe cazuri, dela scheme simplificate aproximativ ale stării limită. Metodele generale de calcul al construcțiilor de beton armat pe bază capacității portante sunt elaborate în U.R.S.S. în special de prof. A. A. Gvozdev [1]) cum și alți cercetători.

Schema stării limită se poate stabili în modul cel mai simplu pentru construcțiile plane din bare; în special cele static determinate.

Starea limită a acestor construcții este determinată de faptul că într'una din secțiunile cele mai periculoase efortul de calcul atinge valoarea limită, adică capacitatea portantă minimă.

Dacă schema de încărcare a construcției nu variază, atunci teoretic ar trebui să se găsească o situație în care eforturile de calcul din această încărcare să atingă valorile limită în toate secțiunile elementului în acelaș timp. In acest caz, toate secțiunile elementului vor fi de egală rezistență, iar construcția va fi cea mai economică. In practică, această situație se poate realiza numai în cazuri rare, dar trebue să se tindă către realizarea ei.

---

[1]) *A. A. Gvozdev*, „Calculul capacității portante a construcțiilor pe baza metodei echilibrului limită". Stroiizdat, 1949.

Prin urmare, în cazul general formulele de calcul au următoarea formă:

$$N \leqslant N_{lim}.$$
$$M \leqslant M_{lim}.$$
$$Q \leqslant Q_{lim}. \qquad (2.1)$$

unde, N, M și Q — eforturile de calcul: efortul longitudinal (forța axială), momentul încovoietor (sau de torsiune) și forța tăietoare;

N_{lim}, M_{lim}, Q_{lim} — eforturile limită: forța axială, momentul încovoietor (sau de torsiune) și forța tăietoare.

Ca eforturi de calcul N, M și Q se iau eforturile maxime în secțiuni din combinațiile cele mai defavorabile ale sarcinilor de calcul, adică din sarcinile normate înmulțite cu coeficienții respectivi de supraîncărcare [1]).

Determinarea eforturilor de calcul în secțiunile sistemelor static determinate se face prin metodele obișnuite ale staticei construcțiilor; când este necesar se pot aplica metode aproximative de calcul.

Pentru eforturile limită N_{lim}, M_{lim} și Q_{lim}, adică pentru capacitatea portantă minimă, se iau eforturile care pot fi preluate de secțiunile corespunzătoare ale elementului când eforturile unitare din aceste secțiuni ajung egale cu rezistențele de calcul ale materialului [1]).

Posibilitatea determinării mai mult sau mai puțin exacte a eforturilor limită depinde de cunoașterea stării de solicitare din elementele de beton armat în stadiul apropiat ruperii.

Valoarea efortului limită din orice secțiune a unui element de beton armat se stabilește prin formula generală:

$$N_{lim} = \Phi\,(m;\ R_b;\ R_a;\ S) \qquad (2.2)$$

unde R_b și R_a — rezistențele de calcul ale betonului și armăturii;

m — coeficientul condițiilor de lucru;

S — o valoare care depinde de caracteristicile geometrice ale secțiunii;

Φ — o funcție care corespunde naturii efortului (compresiune, întindere, încovoiere etc).

Coeficientul condițiilor de lucru m, care depinde de condițiile în care lucrează elementul sau materialele (beton și armă-

---

[1]) Vezi Cap. I, „Principiile generale ale calculului elementelor de construcții după stările limită".

tură), se poate introduce atât la valoarea efortului întreg, cât şi la efortul parţial din beton sau din armătură.

După cum s'a arătat, valorile eforturilor de calcul în secţiunile elementelor se calculează mai simplu la sistemele din bare static determinate, la care ele nu depind de rigiditatea elementelor.

Situaţia este diferită la sistemele static nedeterminate. Aici, după cum se ştie, valorile eforturilor de calcul depind de raportul dintre rigidităţile elementelor.

La sistemele elastice static nedeterminate, dacă modulul de elasticitate este constant, raportul dintre rigidităţile elementelor are o valoare bine determinată care se stabileşte prin legile rezistenţei materialelor în toate stadiile de încărcare a sistemului.

Betonul nu are însă un modul de elasticitate constant şi, în afară de aceasta, schema eforturilor interioare în secţiunile unui element de beton armat în diferite stadii de încărcare este diferită. Pentru sarcini mici, secţiunea de beton lucrează în întregime, inclusiv zona întinsă; cu creşterea sarcinii şi cu apariţia fisurilor zona întinsă a betonului iese din lucru, armătura întinsă începe să se încarce mai mult etc. Este clar că rigiditatea unui astfel de element variază simţitor cu creşterea sarcinii. Pentru procentele de armare utilizate în mod obişnuit, eforturile unitare din armătura întinsă ating limita de curgere cu mult înainte ca eforturile unitare din betonul comprimat să atingă rezistenţa limită. Deoarece deformaţiile betonului cresc suficient de lent cu creşterea eforturilor unitare până la ajungerea lor la rezistenţa limită, o variaţie foarte bruscă a rigidităţii elementului are loc în momentul în care armătura întinsă ajunge la curgere; practic, în acest moment rigiditatea în secţiunile în care armătura ajunge la curgere devine foarte mică, apropiată de zero. Deoarece starea limită la încovoiere într'o serie de alte cazuri se caracterizează în special prin ajungerea eforturilor unitare din armătura întinsă la limita de curgere variaţia bruscă a rigidităţii, indicată mai sus, trebue considerată ca stare limită la determinarea valorilor eforturilor de calcul.

Introducerea în calcul a unei rigidităţi egale cu zero, într'o secţiune a unui sistem static nedeterminat, ar duce la valori nule ale eforturilor de calcul în această secţiune; totuşi, aceasta ar fi o greşală deoarece această secţiune capătă rigiditatea nulă numai după ce efortul ajunge la o anumită valoare, care corespunde începerii curgerii armăturii în această secţiune şi care depinde de secţiunea de armătură. Prin urmare, se poate ajunge la concluzia că raportul dintre momentele de

calcul în secțiunile sistemelor static nedeterminate trebue să depindă de raportul dintre secțiunile de armătură întinsă.

Din cele de mai sus rezultă că, în sistemele static nedeterminate, ajungerea efortului de calcul în secțiunea cea mai slabă la valoarea efortului limită nu duce încă la starea limită, deoarece cu creșterea sarcinii, momentul în această secțiune păstrează valoarea lui până când momentul de calcul din altă secțiune va deveni deasemenea egal cu momentul limită. Această situație continuă până când sistemul se va transforma într'un sistem static determinat și în sfârșit într'un sistem labil.

Prin urmare, înainte ca elementul să ajungă la starea limită, se va produce așa numita retransmitere a momentelor de calcul și ca stare limită poate fi luată situația în care momentele de calcul în toate secțiunile de calcul ale construcției devin egale cu momentele limită din secțiunile respective.

Totuși, în acest caz, trebue să se mai țină seama de faptul că în secțiunile în care limita de curgere în armătură este atinsă mai înainte ca sistemul să ajungă în starea limită, este posibilă apariția mai timpurie a fisurilor și, deasemenea, o deschidere destul de mare a acestor fisuri din cauza curgerii armăturii.

Deaceea, la construcțiile la care apariția timpurie a fisurilor este inadmisibilă, din considerații de exploatare, retransmiterea momentelor nu se ia în considerare și ca stare limită se consideră situația în care momentul de calcul ajunge egal cu cel limită în secțiunea cea mai slabă.

Starea limită a construcțiilor masive sau spațiale pentru care s'au elaborat metode de determinare a eforturilor limită în secțiunile elementelor (de exemplu, fundații izolate sub stâlpi, plăci lucrând pe două direcții etc.) se caracterizează după aceleași criterii care s'au dat mai sus pentru sistemele din bare.

Totuși, schemele stării limită pentru multe construcții masive și spațiale încă nu s'au elaborat nici măcar aproximativ.

Pentru asemenea construcții se poate considera deocamdată că starea limită a lor se caracterizează prin egalitatea rezistențelor maxime din betonul comprimat cu rezistența de calcul înmulțită cu coeficientul respectiv al condițiilor de lucru. Toate eforturile din zona întinsă trebue preluate de armături.

Scanned with OKEN Scanner

2. *Calculul după deformațiile limită*

După cum s'a arătat, calculul după deformațiile limită devine necesar când în construcție pot apărea deformații neadmisibile pentru exploatare înainte ca elementul să ajungă la starea limită în ceeace privește capacitatea portantă.

Ca și în calculul după capacitatea portantă, ca stare limită pentru deformații se consideră stare în care deformațiile de calcul devin egale cu valorile lor limită.

Se naște întrebarea: ce se înțelege prin deformații limită și de calcul? Deformațiile elementului depind firește de valoarea și natura sarcinii, de caracteristicile elastico-plastice ale materialelor (modulul de elasticitate etc.) de forma și dimensiunile geometrice ale secțiunilor elementelor.

La stabilirea valorilor deformațiilor de calcul și limită trebue să se țină seama că:

a) Valorile limită ale deformațiilor, oricum ar fi stabilite, sunt destul de convenționale.

b) Ajungerea la starea limită în ceeace privește deformațiile prezintă un pericol mai mic în comparație cu ajungerea la starea limită în ceeace privește capacitatea portantă; prin urmare în calcul ar trebui să se introducă sarcina cu o supraîncărcare mai mică decât în calculul după capacitatea portantă.

Valorile deformațiilor de calcul determinate cu o astfel de sarcină ar fi foarte apropiate de valorile calculate fără a ține seama de supraîncărcare (cu sarcinile normate).

Deaceea, practic este comod ca întregul calcul după deformațiile limită să se facă în mod convențional cu sarcinile normate, fără a se ține seama de coeficienții de supraîncărcare.

Valorile deformațiilor se pot determina, în funcție de condițiile în care lucrează construcțiile, în modul următor:

1. Pentru elementele comprimate centric și excentric cu excentricități mici, la care nu apar fisuri în zona întinsă, deasemenea pentru elementele întinse, care se găsesc sub presiunea lichidelor și la care nu se admite apariția fisurilor, deformațiile se pot determina ca pentru un corp continuu.

2. Deformațiile elementelor la care se admit fisuri în zona întinsă se determină ținând seama de comportarea reală sub sarcină, adică ținând seama de deschiderea reală a fisurilor din zona întinsă. Din această categorie fac parte toate elementele încovoiate, întinse și comprimate excentric, cu excepția celor indicate mai sus.

Pentru determinarea deformațiilor de calcul este necesar să se cunoască eforturile în elementele corespunzătoare acestor

deformații. Eforturile în sistemele static determinate sunt proporționale cu sarcina, deaceea eforturile căutate se determină direct din combinația cea mai defavorabilă a sarcinilor normate.

La sistemele static nedeterminate se poate considera cu oarecare aproximație că eforturile sunt deasemenea proporționale cu sarcina, adică se poate adopta pentru determinarea acestor eforturi schema unui sistem elastic și omogen. În unele cazuri, acest calcul poate fi totuși inexact; atunci, determinarea eforturilor se poate face ținând seama de variația rigidităților elementelor.

Este necesar să se remarce că până în prezent încă nu s'au stabilit valori studiate științific pentru deformațiile limită și acestea trebue luate, în general, din experiența existentă în exploatarea construcțiilor.

3. *Calculul la formarea fisurilor sau la deschiderea lor limită*

Calculul de verificare la formarea fisurilor trebue să se facă pentru elementele construcțiilor de beton armat la care nu se admit fisuri în timpul exploatării. Din această categorie fac parte elementele întinse care se găsesc sub presiunea lichidelor.

Fisurile foarte mici din zona întinsă a elementelor încovoiate care se găsesc sub presiunea lichidelor nu permit deobicei o scurgere a lichidelor din cauza existenței zonei comprimate. Deaceea, calculul acestor elemente la apariția fisurilor nu este necesar; pentru a se evita însă coroziunea betonului și armăturii din fisuri, la aceste elemente trebue totuși verificată valoarea deschiderii fisurilor.

Calculul la apariția și deschiderea limită a fisurilor se face pe baza sarcinilor normate, fără a se ține seama de supraîncărcare. La baza acestei prescripții stau considerentele expuse mai sus la examinarea calculului după deformațiile limită.

Calculul elementelor la deschiderea limită a fisurilor trebue să se facă în cazurile când fisurile pot dăuna exploatării normale a construcției.

Dintre aceste elemente fac parte:

a) Elementele construcțiilor de mare durată (clasa I) când asupra lor acționează sarcini dinamice repetate, sub care deschiderea fisurilor din betonul întins poate crește treptat.

b) Elementele construcțiilor de mare durată (clasa I), neprotejate de acțiunea atmosferei sau care se găsesc în condițiile unei umidități ridicate a aerului (mai mare decât 60%); pentru construcțiile de clasa a II-a și a III-a această verificare nu este

Scanned with OKEN Scanner

necesară, deoarece experiența exploatării lor arată că s'au comportat satisfăcător.

c) Elementele care se găsesc în condițiile unui mediu agresiv sau sub presiunea lichidelor, în afară de cele întinse, pentru care se cere un calcul de verificare la apariția fisurilor.

d) Elementele depozitelor de materiale pulverulente, la care fisurile se pot deschide simțitor în urma acțiunii dinamice continue a materialelor pulverulente în mișcare.

e) Coșurile de fum.

Valoarea deschiderii fisurilor se stabilește în funcție de valorile eforturilor unitare din armătura întinsă, ținând seama și de influența betonului întins.

II. Caracteristicile normate și de calcul ale betonului și armăturii

1. *Betoanele utilizate pentru construcțiile de beton armat*

Pentru construcțiile de beton armat se utilizează betoane de mărci diferite, începând dela 50 și terminând cu 600.

Betoanele obișnuite (grele) nu trebue să fie de marcă mai mică decât 100 din considerente de durabilitate.

Construcțiile de beton armat se pot executa din beton ușor [1]) de marcă [2]) mai mică decât 100, în cazul când sunt protejate de îngheț și umezeală.

Se știe că rezistența betonului la compresiune nu poate constitui caracteristica mecanică de bază a betonului.

Totuși, betonul are o rezistență la compresiune mai mare în comparație cu rezistențele la alte solicitări mecanice.

Deaceea, rezistența cea mai importantă a betonului pentru majoritatea elementelor de beton armat este rezistența la compresiune, iar eforturile de întindere sunt preluate în general de armătură. La execuția acestor elemente ne limităm la încercarea betonului la compresiune, care se face pe cuburi de dimensiuni și vârste standardizate.

Pentru elementele întinse ale construcțiilor, care se găsesc sub presiunea lichidelor, indicele principal de rezistență al betonului este rezistența la întindere, deaceea, pentru aceste elemente, este necesar să se facă deasemenea încercări de control al betonului la întindere.

---

[1]) Prin beton ușor se înțelege betonul cu o greutate volumetrică mai mică decât 1800 kg/m³.

[2]) Prin marca betonului se înțelege rezistența limită la compresiune în kg/cm², a unui cub de beton cu muchia de 20 cm și la vârstă de 28 zile.

Scanned with OKEN Scanner

Deoarece o efectuare corectă a încercărilor betonului la întindere centrică prezintă dificultăți mari, pentru determinarea rezistenței betonului la întindere se supun la încercări grinzișoare obișnuite de control din beton cu lungimea de 120 cm și cu secțiunea de 15 × 15 cm.

Numărul probelor de control din fiecare serie de cuburi sau grinzișoare este de 3.

Rezistența limită a betonului la întindere se stabilește după rezultatele încercărilor grinzișoarelor, cu formula convențională

$$\sigma_t = \frac{3{,}5\,M}{bh^2} \qquad (2.3)$$

în care se ține seama de desvoltarea deformațiilor plastice din zona întinsă a grinzișoarei de control și de devierea dela forma triunghiulară a diagramei eforturilor unitare normale.

Conform standardelor în vigoare, pentru încercarea betonului se consideră ca rezistență limită a betonului care se încearcă valoarea medie a rezistenței limite între două rezultate maxime.

Totodată niciuna din seriile încercate nu trebue să aibă rezistența limită inferioară rezistenței betonului prescrisă în proiect.

Abaterile rezistenței betonului fiecărei probe de control din seria considerată față de rezistența medie între cele mai bune probe sunt deobicei mici și reprezintă cel mult 15...20% [1]).

Prin urmare, metoda indicată pentru controlul rezistenței betonului stabilește un minim de rebut în ceeace privește rezistența, care este de 0,8...0,85 din valoarea prescrisă în proiect. Totuși, practica arată că rezistența reală a probelor de control pentru marca respectivă variază între limite mult mai mari, iar „media" rezistențelor este în multe cazuri mai mică decât cea cerută în proiect. Acest lucru este foarte caracteristic mai ales pentru betoanele numite de șantier, la care condițiile de preparare și de control al calității sunt la un nivel inferior celor pentru betonul executat în fabrici.

Această situație este ușor de explicat. Deoarece toate probele de control ale unei serii se execută din același amestec de beton, rezistențele diferite ale acestor probe pot fi explicate

---

[1]) În cazul când rezistența cubului se abate cu mai mult decât 15% dela rezistența medie între toate cuburile seriei respective, rezistența acestui cub se consideră că s'a obținut din cauza execuției de calitate inferioară sau a încercării nesatisfăcătoare a cubului. Din această cauză, asemenea rezultate nu se iau în considerare.

numai prin modul îngrijit de execuție a probelor și încercarea lor. Factorii esențiali care influențează însă rezistența betonului, de exemplu alegerea compoziției și calitatea componenților, condițiile de întărire etc. nu pot fi reflectați în diferențe dintre valorile rezistenței probelor aceleiaș serii. Deaceea, în practică rezistența probelor din serii diferite prezintă oscilații simțitoare.

2. *Rezistența betoanelor după rezultatele încercărilor de control, rezistențele normate și de calcul ale betoanelor*

Metoda calculului pe baza stărilor limită prevede că totdeauna capacitatea portantă minimă trebue determinată plecând dela valorile minime posibile ale caracteristicilor de rezistență a materialelor.

Dar ce trebue să se înțeleagă prin valoare minimă posibilă a rezistenței betoanelor și cum poate fi determinată?

Mai sus s'a arătat că abaterea rezistenței betonului la încercare față de cea din proiect, admisă de standarde (maximum 15...20%) nu este verificată de practică, în special pentru betoanele executate pe șantier.

Deaceea în Proiectul de norme s'a introdus un procedeu pentru aprecierea rezistenței betonului, care diferă de procedeul stabilit de standardele în vigoare și care ține seama de valorile reale ale abaterilor rezistenței betonului dela marca lui.

Se poate considera ca stabilit faptul că îndeplinirea condițiilor arătate mai sus din standardele în vigoare, fără a face un supraconsum de ciment, se poate obține numai printr'o îmbunătățire simțitoare a tehnologiei execuției, transportului și turnării betonului.

In afară de aceasta, dacă s'ar putea satisface abaterile limită arătate pentru rezistențe, atunci prin metoda existentă de calcul al construcțiilor s'ar putea ajunge la o reducere simțitoare a coeficienților de siguranță.

Pentru stabilirea variației reale a rezistenței betonului s'au prelucrat rezultatele a numeroase încercări de control pe cuburi de beton [1]). Este necesar să se remarce că rezistența reală a betonului din construcții diferă de rezistența betonului stabilit prin încercările pe cuburi de control; totuși, în prezent nu există o altă metodă practică pe baza căreia s'ar putea stabili complect rezistența betonului din construcții.

---

[1]) Vezi articolul lui S. I. Minț, „Variația indicilor de rezistență a betonului la diferite construcții" din culegerea „Studiul construcțiilor de beton armat, obișnuite și precomprimate". Stroiizdat, 1949 și articolul lui I. I. Goldenblat din culegerea „Materiale pentru teoria de calcul al construcțiilor pe baza stării limită". Ediția II, Stroiizdat, 1949.

Scanned with OKEN Scanner

Prelucrarea rezultatelor încercărilor, făcute pentru betoanele diferitelor construcţii, executate prin procedee diferite şi transportate diferit etc., a arătat următoarele:

a) Toate betoanele, după gradul de omogeneitate al caracteristicilor de rezistenţă şi pentru fiecare marcă de beton pot fi destul de clar împărţite în două grupe, în funcţie de condiţiile de pregătire a betonului (mecanizat sau manual) şi în funcţie de controlul pentru alegerea compoziţiei lor; cu alte cuvinte, dacă pregătirea şi transportul betonului sunt suficient mecanizate, iar controlul tuturor operaţiilor pentru pregătirea betonului este efectuat suficient de amănunţit, atunci şi omogeneitatea betonului este mai mare, prin urmare variaţia caracteristicilor de rezistenţă este relativ mică. Dimpotrivă, în cazul betonului amestecat manual, în cazul lipsei unui control suficient

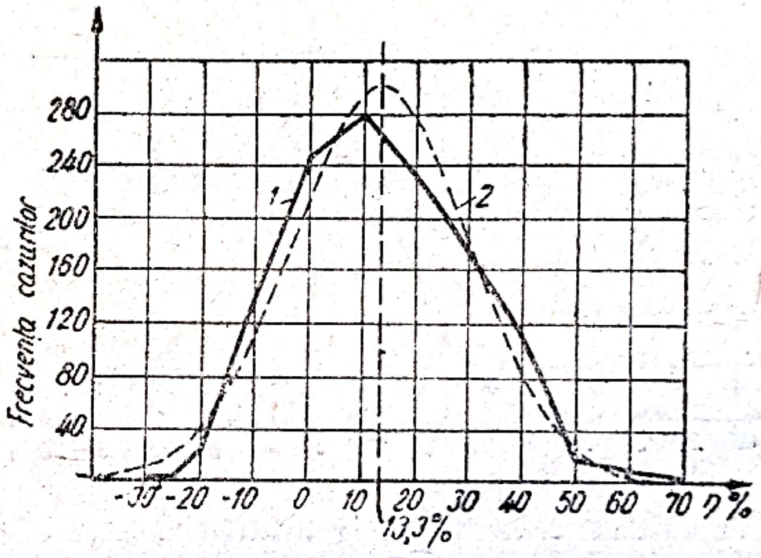

Fig. 3. Curbele de împrăştiere a abaterilor rezistenţei limită (η) a betonului la compresiune faţă de marca din proiect pentru betonul de marcă 110
Numărul de cuburi — 1250. Standard — σ = 16,54%
1 — curba statistică; 2 — curba normală

etc. se poate observa o foarte mare neomogeneitate a proprietăţilor lui.

b) Pentru orice condiţii de pregătire a betonului (mecanizat sau manual), gradul de omogeneitate creşte cu creşterea vârstei, cum şi cu creşterea mărcii.

c) Valoarea medie a rezistenţei betonului la cuburile de control, în cazul unui număr mare de serii, este cu 10...12% mai mare decât marca din proiect a betonului.

Pentru ilustrare, în figura 3 se dă curba de împrăştiere a abaterilor rezistenţei limită faţă de marca din proiect a betonului, obţinută pe cuburi de beton supuse la compresiune,

construită de candidatul în ştiinţe tehnice S. I. Minţ pe baza datelor din 1945—1947 ale organizaţiei Metrostroi, pentru betonul de marca 110. In fig. 4 se dă, pentru comparaţie, curba de împrăştiere a abaterilor rezistenţei cuburilor din fiecare serie faţă de rezistenţa medie a cuburilor din seria respectivă.

Compararea datelor din figurile 3 şi 4 confirmă cele remarcate mai sus că abaterile rezistenţei unui cub dintr'o serie dată dela rezistenţa medie a tuturor cuburilor seriei sunt cu mult mai mici decât abaterile reale ale rezistenţei cuburilor dela media rezistenţelor tuturor seriilor din marca respectivă. Din prelucrarea datelor din figura 3 rezultă că valoarea probabilă minimă a rezistenţei betonului de marca 110 la vârsta de o lună — cu condiţia ca ea să se poată întâlni cam odată la 1 000

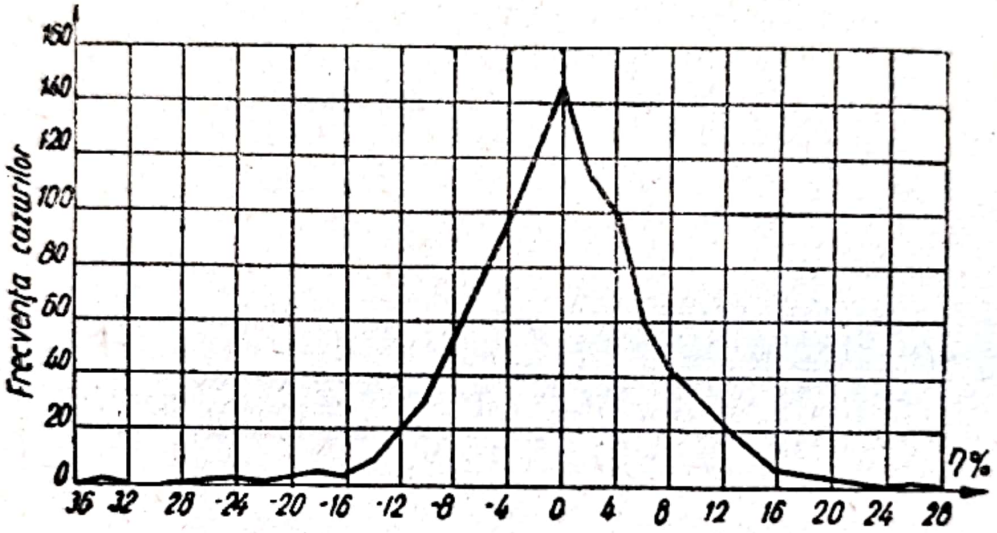

Fig. 4. Curba împrăştierii abaterilor (η) rezistenţei limită a cuburilor de beton din fiecare serie dela media rezistenţei cuburilor seriei respective pentru beton de marca 110. Numărul de cuburi — 972. Numărul de serii — 324. Standard — $\sigma = 6{,}75\,\%$

cuburi de control — este circa 63% din marca din proiect. Această valoare s'a obţinut ca diferenţă dintre rezistenţa medie a betonului, care este 113,3% faţă de marca din proiect, şi 3 standarde ($\sigma = 16{,}54\,\%$). Rezultate analoage se pot obţine şi pentru alte mărci de beton.

După cum s'a arătat, împrăştierea rezistenţelor pentru un beton pregătit manual este mai mare decât pentru acelaş beton executat mecanizat.

Pentru ilustrare, în figura 5 se dă curba de împrăştiere a abaterilor rezistenţei limită a cuburilor de beton dela marca din proiect, obţinută pentru beton de marca 110 pe baza datelor dela diferite construcţii mici ale Metrostroiului.

Din această figură se vede că pentru betoane executate cu mâna, curbele de împrăștiere a rezistenței sunt asimetrice și nu se pot reprezenta cu destulă preciziune prin așa numita lege normală de împrăștiere.

Dacă se ține seama de asimetria acestei curbe, atunci, plecând dela aceleași considerații ca în cazul curbelor simetrice, se poate obține ca valoare minimă probabilă a rezistenței limită a betonului valoarea de 40...50% față de marca din proiect.

Nu se poate considera, desigur, că aceste caracteristici de rezistență minime obținute pe calea arătată sunt absolut exacte și invariabile. Mai sus s'a remarcat că gradul de variație se micșorează cu vârsta betonului și cu creșterea mărcii lui; rezistența betonului din construcție poate diferi de rezistența din cuburile de control. In sfârșit, printre cuburile de control care se încearcă se pot găsi probe executate printr'un procedeu special sau din materiale speciale; aceste probe nu sunt comparabile din punct de vedere statistic cu celelalte probe de control.

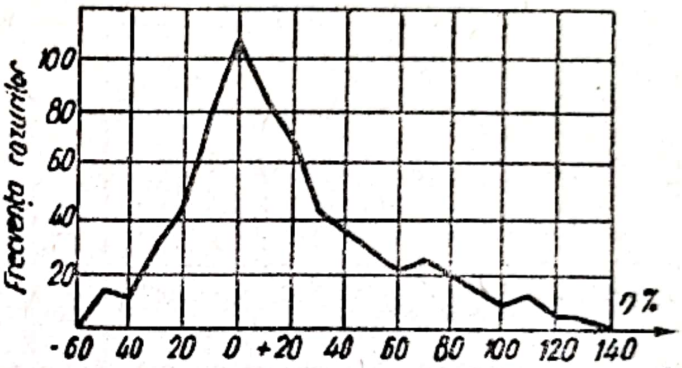

Fig. 5. Curba de împrăștiere a abaterilor (η) a rezistenței limită a cuburilor de beton față de marca din proiect pentru beton de marca 110, în cazul execuției manuale. Numărul de cuburi — 670. Abaterea statică medie η med = + 18,35%

Toate acestea, într'un mod sau altul, ar putea influența valoarea minimă probabilă a rezistenței betonului. Totuși, ele nu pot schimba mult rezultatele obținute care, în principiu, reflectă just imaginea variației rezistenței betonului.

După cum s'a indicat, ca rezistență normată a materialelor se consideră valoarea rezistenței care se cere să se verifice prin încercările de control. Deoarece după standardele în vigoare valoarea de controlat este rezistența corespunzătoare mărcii din proiect a betonului, rezultă că se va lua chiar aceasta ca rezistență normată a betonului.

Se știe totuși că rezistența betonului în diferitele elemente de construcții nu se caracterizează numai prin marca betonului, adică prin așa numita rezistență „cubică", ci și prin rezistența betonului la compresiune pe prisme („rezistența prismatică"), prin rezistența betonului la compresiune din încovoiere și în sfârșit și prin rezistența betonului la întindere.

Prin normele în vigoare se stabilesc anumite relații între toate aceste valori și marca betonului, adică „rezistența cubică". Aceste relații s'au stabilit pe cale experimentală.

Prin urmare, nu se consideră ca rezistențe normate numai marca betonului, dar și toate valorile ei „derivate"; valorile rezistențelor normate ale betonului sunt date în tabela 6.

Tabela 6

Rezistențele normate ale betonului, în kg/cm²

Nr. crt.	Natura rezistenței	Rezistența cubică (marca betonului)								
		50	75	100	150	200	300	400	500	600
1	Compresiunea centrică (rezistența prismatică)	40	60	80	115	145	200	260	310	350
2	Compresiune din încovoiere	50	75	100	140	180	250	325	390	440
3	Intindere centrică	6	8	10	13	16	21	25	28	30

După cum s'a arătat mai sus, valorile rezistențelor de calcul ale betonului reprezintă valorile minime posibile ale acestor rezistențe.

Aceste valori se obțin prin înmulțirea rezistențelor normate cu coeficienții de omogeneitate, care țin seamă de variația indicilor de rezistență ai betonului și sunt obținuți pe baza rezultatelor statistice ale datelor încercărilor de control făcute pe cuburi de beton. Coeficienții de omogeneitate pentru beton adoptați în Proiectul de norme sunt dați în tabela 7. Valorile rezistențelor de calcul ale betonului se dau în tabela 8.

Tabela 7

Coeficienții de omogeneitate a betonului

Nr. crt.	Natura rezistenței	Mărcile betonului	
		50—200	300—600
1	Compresiune centrică și din încovoiere	0,55	0,65
2	Intindere	0,4	0,5

Scanned with OKEN Scanner

Tabela 8

Rezistențele de calcul ale betonului, în kg/cm²

Nr. crt.	Natura rezistenței	Notația convențională	Rezistența cubică normată (marca betonului)								
			50	75	100	150	200	300	400	500	600
1	Compresiune centrică (rezistența prismatică)	R_{rr}	22	33	45	65	80	130	170	200	230
2	Compresiune din încovoiere	R_i	27	41	55	80	100	160	210	255	285
3	Intindere centrică . .	R_t	2,4	3,2	4,0	5,2	6,4	10,5	12,5	14	15

3. *Modulii de elasticitate ai betoanelor*

Modulii de elasticitate ai betoanelor se folosesc în calculul deformațiilor și în calculele la apariția și deschiderea fisurilor.

Ca și pentru caracteristicile de rezistență, pentru modulii de elasticitate ai betonului se deosebesc valori normate și de calcul; deoarece modulii de elasticitate ai betonului depind de rezistența lui, ca valori normate pentru modulii de elasticitate se consideră valorile care corespund rezistenței cubice normate a betonului (marca betonului). Ele corespund valorilor adoptate de normele în vigoare. Valorile normate ale modulilor de elasticitate ai betonului la compresiune sunt date în tabela 9.

Tabela 9

Valorile normate ale modulilor de elasticitate ai betonului la compresiune în kg/cm²

Denumirea betonului	Marca betonului								
	50	75	100	150	200	300	400	500	600
Obișnuit . .	110000	155000	190000	240000	290000	340000	380000	410000	430000
Ușor [1]) . .	70000	95000	110000	133000	—	—	—	—	—

[1]) Din sguri metalurgice și de cazane și din cheramzit.

Ca valori de calcul ale modulilor de elasticitate s'au adoptat valorile care corespund rezistenței minime posibile a betonului din fiecare marcă; ele s'au obținut plecând dela rezistența cubică normată a betonului, înmulțită cu coeficienții de omogeneitate:

0,55 — pentru betoanele de mărcile 50—200

0,65 — pentru betoanele de mărcile 300—600

Valorile de calcul ale modulilor de elasticitate ai betonului la compresiune sunt date în tabela 10.

Tabela 10

Valorile de calcul ale modulilor de elasticitate ai betonului la compresiune în kg/cm²

Denumirea betonului	Marca betonului								
	50	75	100	150	200	300	400	500	600
Obișnuit .	65000	90000	120000	165000	200000	290000	320000	350000	380000
Ușor [1]) .	50000	60000	75000	100000	—	—	—	—	—

[1]) Din sguri metalurgice și de cazane și din cheramzit.

4. *Armătura construcțiilor de beton armat*

Armătura construcțiilor de beton armat se execută deobicei din oțeluri trase la cald, de mărcile St0 și St3 din oțeluri trase la cald cu profil periodic, de marca St0t sau St5, din sârmă din oțeluri trase la rece, de mărcile St0 și St3.

Oțelul tras la cald de mărcile St0 și St3 se utilizează atât sub formă de armături rotunde cât și sub formă de bare cu profil periodic, turtite la rece.

Sârma trasă la rece se utilizează în special pentru execuția rețelelor sudate și a carcaselor sudate, dar și pentru etrieri și armătura de montaj.

Se știe că în elementele obișnuite de beton armat lucrând la încovoiere, fisurile din betonul întins pot apărea chiar la sarcini care nu ating valoarea sarcinilor de exploatare. Totodată, pe oarecare lungime de ambele părți a fiecărei fisuri, se distruge adeziunea între armătură și beton. Cu cât sunt mai mari eforturile unitare efective în armătură și cu cât se distruge mai mult adeziunea între armătură și beton, cu atât mai mari pot fi deformațiile elementului în timpul exploatării, din cauza deschiderii mari a fisurilor. In cazul utilizării armăturilor

rotunde din oțel de mărci superioare, eforturile unitare efective din armătură pot fi foarte mari, ceeace la mărcile mici de beton poate duce la deschiderea foarte mare a fisurilor și la deformații neadmisibile.

Capacitatea portantă a armăturii turtite la rece, care are din cauza prelucrării caracteristici de rezistență mari, precum și cea a armăturii trase la cald, cu profil periodic, poate fi utilizată complect, deoarece această armătură are o suprafață cu proeminențe care asigură adeziunea cu betonul, prin urmare deschiderea fisurilor și deformațiile sunt mici.

Caracteristica principală de rezistență a armăturii este limita ei de curgere. Starea limită a construcțiilor se caracterizează deobicei prin ajungerea armăturii la limita de curgere, deoarece ajungerea la rezistențe mai mari în armătură atrage deformații foarte mari care aduc construcția într'o stare în care, în mod practic, ea nu se mai poate utiliza.

Pentru armătura care nu are palier de curgere (sârma trasă la rece), caracteristica principală de rezistență este rezistența limită.

Caracteristicile de rezistență a armăturii, indicate pentru fiecare marcă de oțel și tip de armătură, nu sunt constante și au, ca și la beton, o anumită împrăștiere.

Pentru a scoate în evidență această împrăștiere s'au prelucrat rezultatele încercărilor de control cu diferite calități de oțeluri, executate în uzinele metalurgice.

Această prelucrare a arătat că limita de curgere a armăturii obișnuite rotunde din oțel de marca St3 sau St0 are o variație destul de mare. Totodată, gradul de variație la oțelul marca St0 este mai mare decât la oțelul de marca St3.

Unele valori izolate ale limitei de curgere sunt mai mici decât cele stabilite pentru minimul de rebut.

Diametrul barelor influențează puțin gradul de variație.

Pentru ilustrare, în figura 6 se dau curbele de împrăștiere a limitei de curgere pentru armătură din oțel de marca St3.

Din aceste curbe rezultă că valoarea medie a limitei de curgere (28,7 kg/mm^2) depășește cu mult minimul de rebut (24 kg/mm^2) și că există anumite cazuri când valorile limitei de curgere sunt și mai mici decât minimul de rebut (până la 21 kg/mm^2).

In ceeace privește oțelurile de marca St0, prelucrarea rezultatelor pentru profiluri mixte (rotunde și fasonate) a arătat că valoarea medie a limitei de curgere este de 28...30 kg/mm^2, iar valoarea minimă ajunge până la 17 și chiar 16 kg/mm^2 pentru minimul de rebut de 19 kg/mm^2.

Scanned with OKEN Scanner

In conformitate cu metodica adoptată, se ia ca rezistență normată a armăturii o valoare controlabilă a rezistenței, adică pentru oțelurile de mărcile St0 și St3 — minimul de rebut al limitei lor de curgere, pentru oțelul de marca St0 — 1 900 kg/cm² iar pentru oțelul de marca St3 — 2 400 kg/cm².

Prin urmare, coeficienții de omogeneitate ai armăturii, nu se referă în acest caz la o valoare medie a rezistenței (ca pentru beton), ci la minimul de rebut.

Valorile coeficienților de omogeneitate pentru armătură sunt stabilite ținând seama de datele de mai sus în ceeace

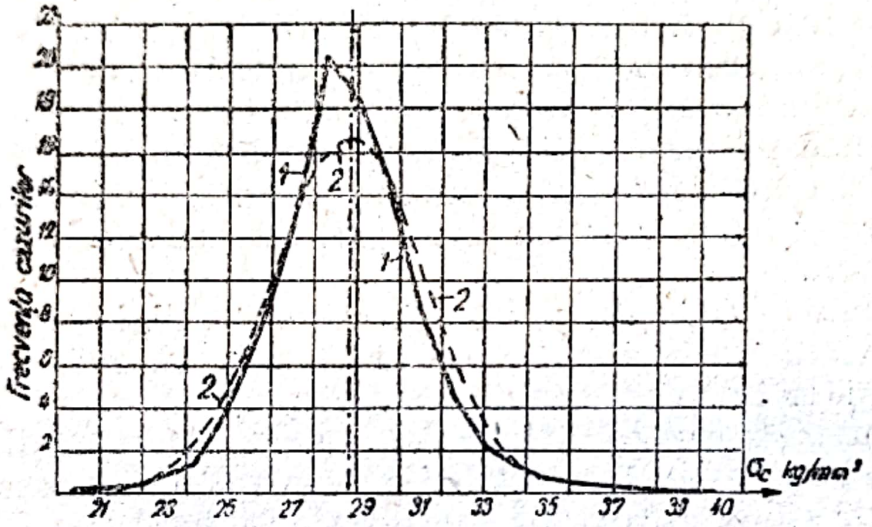

Fig. 6. Curbele de împrăștiere a limitei de curgere a armăturii σ_c pentru oțel de marca St3. Numărul probelor — 2037. Valoarea medie statistică a limitei de curgere $(\sigma_c)_{med}$ = 28,75 kg/mm². Standard σ = 2,38 %
1 — curba statistică; 2 — curba normală

privește variația caracteristicilor de rezistență. Deasemenea s'a ținut seama de abaterea posibilă dela valoarea lui nominală a diametrului real al armăturii. In limitele celor mai curente diametre (12...30 mm), toleranța de 0,5 mm duce la abateri posibile ale secțiunii reale a unei bare dela secțiunea ei de calcul în limitele dela 8,3 până la 2,8%.

In cazul când într'o grindă numărul barelor este mai mare decât 2, această abatere a secțiunii armăturii de rezistență va fi și mai mică.

Pentru bare de diametru mai mic decât 12 mm, abaterea secțiunii reale a unei bare dela cea nominală poate fi mai mare decât 8%; totuși, armături cu asemenea diametre se utilizează numai în construcțiile care au un număr mare de bare, deaceea abaterea medie raportată la secțiunea totală a armăturii nu este mare nici în acest caz.

Pe baza celor arătate s'au adoptat următoarele valori pentru coeficienții de omogeneitate ai armăturii:

a) Pentru armătura trasă la cald și turtită la rece (în afară de laminatele fasonate) $k_a = 0{,}85$;

b) Pentru armătura trasă la cald din oțel fasonat $k_a = 0{,}90$;

c) Pentru armătura carcaselor sudate și a rețelelor sudate $k_a = 0{,}85$.

Este necesar să se sublinieze încă odată că valorile mari ale coeficienților de omogeneitate ai armăturii rezultă din faptul că ele se referă la minimul de rebut al caracteristicilor de rezistență. Dacă se raportează acești coeficienți la valorile medii ale caracteristicilor de rezistență, ei se apropie de valorile adoptate pentru betonul de omogeneitate relativ mare, adică pentru mărci mari.

In tabela 11 se dau rezistențele normate și de calcul ale armăturii; acestea din urmă sunt cele normate, înmulțite cu coeficienții respectivi de omogeneitate.

Tabela 11

Rezistențele normate și de calcul ale armăturii, în kg/cm²

Nr. ort.	Denumirea armăturii	Rezistența normată	Rezistența de calcul
1	Armătură rotundă trasă la cald din oțel de marca St0	1 900	1 600
2	Laminate fasonate din oțel de marca St0 . . .	1 900	1 700
3	Armătură rotundă trasă la cald din oțel de marca St3	2 400	2 000
4	Laminate fasonate din oțel de marca St3 . . .	2 400	2 100
5	Armătură trasă la cald cu profil periodic din oțel de marca St0t și St5	2 800	2 400
6	Armătură turtită la rece cu profil periodic din oțeluri de mărcile St0 și St3	2 800	2 400
7	Armătura rețelelor sudate și carcaselor sudate din sârmă trasă la rece cu diametrul până la 6 mm	3 500	3 000
8	Idem, pentru sârmă de diametru 8...10 mm . .	2 800	2 400

III. Calculul elementelor construcțiilor de beton armat după capacitatea portantă

1. *Coeficienții condițiilor de lucru*

Coeficientul condițiilor de lucru, care se introduce în valoarea capacității portante, trebue să țină seama de condițiile specifice în care lucrează construcția, de necorespondența schemei de calcul, inexactitățile ipotezelor de calcul și de orice

alte diferenţe faţă de condiţiile normate de lucru, care sunt luate în considerare în ceilalţi doi coeficienţi.

Influenţa diferiţilor factori asupra valorii acestui coeficient nu a fost studiată până în prezent; totuşi, pentru majoritatea construcţiilor al căror mod de lucru nu prezintă particularităţi speciale, valorile acestui coeficient pot fi luate egale cu unitatea.

Pentru simplificarea calculelor, acest coeficient se ia în majoritatea cazurilor egal cu 1 ţinând seama de faptul că în valorile celorlalţi doi coeficienţi mai există o oarecare rezervă.

Pentru unele cazuri trebue totuşi introdus un coeficient al condiţiilor de lucru, diferit de unitate. Aceste cazuri sunt indicate mai jos.

Pentru elementele comprimate centric şi excentric cu latura mare a secţiunii mai mică decât 30 cm sau cu diametrul mai mic decât 30 cm, se introduce coeficientul condiţiilor de lucru $m = 0{,}8$.

Prin acest coeficient se iau în considerare defectele posibile la execuţia lucrărilor, care pot avea o influenţă sensibilă asupra reducerii capacităţii portante a elementelor datorită dimensiunilor relativ mici ale secţiunilor.

Pentru elementele prefabricate executate în fabrici, cu verificarea sistematică a rezistenţei pe probe, se introduce coeficientul condiţiilor de lucru $m = 1{,}1$, care ia în considerare calitatea superioară a execuţiei datorită condiţiilor stricte de control al rezistenţei *în cazul unei execuţii industriale.*

Pentru plăcile rezemate pe contur pe grinzi şi legate monolit de acestea, se introduc următorii coeficienţi ai condiţiilor de lucru:

a) în secţiunile deschiderilor interioare şi pe reazemele interioare $m = 1{,}25$;

b) în secţiunile deschiderilor marginale şi pe reazemul al doilea dela marginea planşeului:

$$\text{pentru } \frac{l_k}{l} \leqslant 1{,}5 \qquad m = 1{,}25$$

$$\text{pentru } 1{,}5 < \frac{l_k}{l} \leqslant 2 \qquad m = 1{,}10$$

unde l_k — deschiderea plăcii în lungul marginii planşeului.

Introducerea acestui coeficient este în legătură cu mărirea capacităţii portante a plăcii, datorită conlucrării plăcii în stadiul de rupere cu grinzile care o mărginesc.

In cazul elementelor din beton de marca 100, la care se utilizează armături trase la cald și turtite la rece, de profil periodic, sau armături trase la cald rotunde întinse, din oțel de marca St3 efortului din armătură i se afectează coeficientul condițiilor de lucru $m_a = 0,9$.

Introducerea coeficientului condițiilor de lucru a armăturii este în legătură cu faptul că la rezistențe de lucru relativ mari în armătură și pentru o rezistență relativ mică a betonului crește pericolul deschiderii timpurii a fisurilor și distrugerii adeziunii între armătura întinsă și beton.

Acest fapt poate apărea deosebit de pronunțat la betoanele de mărci mici.

La calculul etrierilor și armăturilor înclinate la forțele transversale se introduce coeficientul condițiilor de lucru pentru eforturile din etrieri și fiarele înclinate $m_e = m_i = 0,8$ care ține seama de repartiția neuniformă a acestor eforturi între diferitele bare.

2. *Starea limită în cazul calculului după capacitatea portantă*

Schema stării limită în calculul după capacitatea portantă a diferitelor elemente ale construcțiilor de beton armat nu diferă de schemele stadiului de rupere adoptate la calculul pe baza eforturilor de rupere conform Normelor și Condițiilor tehnice de proiectare a construcțiilor de beton armat (*N* și *TU* — 3 — 49).

Totuși, există o deosebire esențială. Ea constă în aceea că la calculul pe baza studiului de rupere se ia ca rezistență a betonului și a armăturii rezistența medie pentru fiecare marcă a acestor materiale. Pentru betonul comprimat de orice marcă se introduce în calcule rezistența limită medie a betonului de această marcă, iar pentru oțel limita medie de curgere (sau o valoare apropiată de aceasta).

Astfel, de exemplu, pentru betonul de marca 110 rezistența limită a betonului se ia în calcul egală cu 110 kg/cm², ceeace pentru această marcă reprezintă o valoare apropiată de rezistența medie.

Pentru oțelul de marca St0 se introduce în calcul limita de curgere 2 500 kg/cm², ceeace pentru oțelul de această marcă reprezintă deasemenea o valoare apropiată de valoarea medie a limitei de curgere.

Aceasta este una din cauzele care conduc la necesitatea introducerii coeficientului de siguranță.

Scanned with OKEN Scanner

La calculul pe baza stărilor limită, spre deosebire de calculul pe baza eforturilor limită, se consideră ca posibilă coincidența factorilor defavorabili, adică se pleacă dela rezistențele minime posibile ale materialelor. Deaceea se introduce în calcule așa numita rezistență de calcul care ia în considerare reducerea posibilă a rezistenței, așa cum s'a arătat.

Totuși, în niciun caz nu se poate considera că metoda de calcul pe baza stărilor limită admite și ia în considerare posibilitatea unei reduceri masive a calității rezistenței materialelor.

Dimpotrivă, tocmai în această metodă se stabilește condiția fundamentală că, pe toată durata de serviciu a construcției, nu trebue să se ajungă la starea limită, ceeace înseamnă că în mod practic nu se poate admite niciodată coincidența rezistențelor reduse la limită ale materialelor cu o supraîncărcare maximă.

Capacitatea portantă a elementelor de construcții se stabilește fără a se ține seama de rezistența betonului din zona întinsă. Acest fapt se poate explica ușor dacă se ține seama de rezistența mică a betonului la întindere, datorită căreia fisurile în beton se pot forma la sarcini mai mici decât cele de exploatare. In starea limită existența fisurilor este inevitabilă în betonul întins, ceeace exclude participarea lui la rezistența la acțiuni exterioare.

După modul de lucru al elementelor de beton armat secțiunile lor se pot împărți în două grupe.

Din prima grupă fac parte secțiunile elementelor a căror capacitate portantă este determinată de rezistența armăturii întinse, și anume elementele care lucrează la întindere centrică și excentrică, încovoiere și compresiune excentrică cu excentricități mari.

Valorile eforturilor limită în secțiunile acestor elemente se stabilesc considerând o utilizare totală a rezistenței armăturii întinse și o utilizare totală a rezistenței zonei comprimate a betonului.

Din grupa a II-a fac parte secțiunile elementelor a căror capacitate portantă este determinată de rezistența zonei comprimate, și anume elementele care lucrează la compresiune centrică și excentrică cu excentricități mici și la încovoiere în ceeace privește calculul la forță tăietoare.

Valorile eforturilor limită în secțiunile acestor elemente se stabilesc considerând o utilizare totală a rezistenței zonei comprimate.

3. *Elementele comprimate centric*

Calculul rezistenței elementelor comprimate centric cu armătură longitudinală flexibilă și pentru procente de armare de cel mult 3% se efectuează cu formula:

$$N \leqslant m\ (R_{pr}F_b + R_aF_a) \qquad (2.4)$$

Coeficientul condițiilor de lucru m se ia în conformitate cu cele expuse mai sus. In majoritatea cazurilor acest coeficient este egal cu 1, iar formula de calcul are o formă mai simplă:

$$N \leqslant R_{pr}F_b + R_aF_a \qquad (2.5)$$

Ca aspect, această formulă diferă de formula de calcul pe baza sarcinilor de rupere (N și $TU-3-49$) numai prin lipsa coeficientului de siguranță. Totuși, după cum s'a arătat mai sus, deosebirea este aici mai mare deoarece valoarea N reprezintă efortul din sarcinile normate, ținând seama de coeficienții de supraîncărcare, iar valorile R_{pr} și R_a sunt rezistențele de calcul ale betonului și armăturii și sunt egale cu rezistențele normate înmulțite cu coeficienții respectivi de omogeneitate (vezi tabelele 8 și 11).

Calculul rezistenței elementelor comprimate centric cu armătură rigidă sau flexibilă pentru procente de armare mai mari decât 3% se efectuează cu formula:

$$N \leqslant m\left[R_{pr}F_b + (R_a - R_{pr})\ F_a\right] \qquad (2.6)$$

In formula (2.6) se ține seama de micșorarea secțiunii de beton datorită armăturii.

Secțiunea armăturii rigide trebue, în afară de aceasta, să fie verificată în ipoteza că betonul este neîntărit, adică fără a se ține seama de beton.

In acest caz calculul armăturii rigide se face după normele stabilite pentru construcțiile metalice [1]). In acest caz calculul rezistenței se face la sarcina care se transmite armăturii rigide înainte ca betonul să capete rezistența de 70 kg/cm², iar calculul stabilității înainte ca betonul să fi căpătat rezistența de 35 kg/cm².

Structura și esența formulelor (2.4)...(2.6) nu necesită explicații speciale; totuși, la cercetarea formulelor, se poate

---

[1]) A se vedea Cap. IV, „Calculul construcțiilor metalice pe baza stărilor limită".

naşte întrebarea: în ce măsură este asigurată ajungerea armăturii la limita de curgere dacă betonul are o rezistenţă redusă?

La calculul pe baza stadiului de rupere (*N* şi *TU*—3—49) se consideră că pentru o rezistenţă medie a betonului rezistenţele din armătură în momentul ruperii pot atinge valoarea medie a limitei de curgere.

Astfel, de exemplu, se admite că pentru betonul de marca 110 rezistenţele în armătură din oţel de marca St3 pot atinge valoarea de 2 850 kg/cm².

La calculul pe baza stării limită se admite că în cazul micşorării rezistenţei betonului până la 0,55 din rezistenţa lui medie (marca) rezistenţele din armătură trebue să atingă valoarea 0,85 din minimul de rebut al limitei de curgere, ceeace pentru oţelurile de marca St3 este 2 000 kg/cm² sau 2 000/2 850 = 0,70 din limita medie de curgere.

Dacă se mai ţine seama şi că deformabilitatea relativă a betonului de rezistenţă mai mică este mai mare decât la betonul de rezistenţă mai mare, nu mai există îndoieli asupra posibilităţii atingerii în armătură a rezistenţelor arătate mai sus în stadiul limită.

Flambajul elementelor comprimate centric se ia în considerare prin reducerea capacităţii portante după formulele (2.4)...(2.6) cu coeficientul φ.

Valorile coeficientului φ sunt date în tabela 12; ele sunt aceleaşi cu cele din *N* şi *TU*—3—49.

Tabela 12

Coeficienţii de flambaj φ

l_0/b	14	16	18	20	22	24	26	28	30
l_0/d	12,1	13,9	15,6	17,3	19,1	20,8	22,5	24,3	26,0
l_0/r	50,0	55,4	62,2	69,0	76,0	83,0	90,0	97,0	104,0
φ	1,00	0,88	0,80	0,73	0,67	0,62	0,57	0,53	0,50

Dimensionarea secţiunilor de armătură ale elementelor comprimate centric, în cazul când se dă secţiunea de beton

și pentru procente de armare $\mu \leqslant 3\%$, se face direct prin formula:

$$F_a = \frac{\frac{N}{m\varphi} - R_{pr}F_b}{R_a} \tag{2.7}$$

iar pentru $\mu > 3\%$ prin formula (2.8).

$$F_a = \frac{\frac{N}{m\varphi} - R_{pr}F_b}{R_a - R_{pr}} \tag{2.8}$$

Verificarea rezistenței se face prin compararea valorii efortului limită calculat prin formula (2.4) sau (2.5) cu efortul de calcul care rezultă din sarcinile de calcul.

In acest caz trebue satisfăcută condiția:

$$N_{calc} \leqslant N_{lim} \tag{2.9}$$

Exemplul 1. Se cere să se dimensioneze secțiunea unui stâlp al unui etaj dela partea de jos a unei clădiri cu mai multe etaje pe baza următoarelor date:

a) Sarcina de calcul pe stâlp din planșeele etajelor de sus — 59 t;

b) Greutatea proprie a planșeului peste stâlpul calculat — 400 kg/m²; coeficient de supraîncărcare — 1,10;

c) Sarcina utilă pe tot planșeul peste stâlpul calculat — 500 kg/m²; coeficient de supraîncărcare — 1,20;

d) Sarcina se transmite stâlpului de pe suprafața $6 \times 4 = 24$ m²;

e) Inălțimea etajului $l = 6$ m; beton de marca 150; armătura din oțel de marca St0;

f) Coeficientul condițiilor de lucru $m = 1$.

Efortul de calcul de compresiune din stâlp va fi:

$$N = 59\,000 + 400 \,.\, 1{,}10 \,.\, 6 \,.\, 4 + 500 \,.\, 1{,}20 \,.\, 6 \,.\, 4 = 84\,000 \text{ kg}$$

Din considerente arhitectonice secțiunea stâlpului se ia egală cu 35×40 cm.

Pentru lungimea de calcul al stâlpului $l_0 = l = 6$ m, raportul

$$\frac{l_0}{b} = 6/0{,}35 = 17{,}1.$$

Din tabela 12 se găsește $\varphi = 0{,}84$ și $\frac{N}{\varphi} = \frac{84}{0{,}84} = 100$ t.

Din tabelele 8 și 11 se găsește

$$R_{pr} = 65 \text{ kg/cm}^2 \text{ și } R_a = 1\,600 \text{ kg/cm}^2.$$

Cu formula (2.7) se calculează secțiunea armăturii

$$F_a = \frac{100\,000 - 65 \times 35 \times 40}{1\,600} = 5{,}6 \text{ cm}^2.$$

Cu procentul minim de armare $\mu = 0{,}5\%$

$$F_a = \frac{35 \times 40}{100} \times 0{,}5 = 7 \text{ cm}^2.$$

4. *Elemente întinse centric*

După cum s'a arătat, calculul rezistenței construcțiilor de beton armat se face fără a se ține seama de rezistența betonului din zona întinsă. Deaceea la calculul elementelor întinse se consideră că în starea limită toate eforturile sunt preluate numai de armătură. Calculul se face cu formula:

$$N \leqslant m\, m_a \times R_a \times F_a \qquad (2.10)$$

Coeficienții condițiilor de lucru m și m_a se iau după normele generale.

5. *Elemente încovoiate*

a) *Secțiuni normale pe axul elementului.* La încercările făcute cu elemente încovoiate cu armătura având un palier de curgere se observă de obicei că rezistențele din armătură ating limita de curgere înainte ca betonul comprimat să ajungă la rezistența sa limită. După atingerea limitei de curgere rezistențele din armătură își mențin valoarea pentru o creștere mică a încărcării (armătura „curge"), iar rezistențele de beton cresc până la rezistența limită. In acest moment elementul ajunge la starea limită. O creștere suplimentară a sarcinii este imposibilă deoarece betonul din zona comprimată se rupe.

Pentru procente mici de armare rezistențele din armătură pot atinge zona „de invariabilitate" înainte de ruperea zonei comprimate.

Totuși, trecerea rezistențelor în zona „de invariabilitate" este însoțită de o alungire foarte mare a armăturii, de deschiderea fisurilor și de săgeți mari ale elementului. Aceasta nu permite să se ia în considerare în starea limită rezistențe în armătură mai mari decât limita de curgere.

La încercările grinzilor se întâlnesc deasemenea cazuri când rezistențele betonului din zona comprimată ating rezistența limită și această zonă începe să se rupă, rezistențele din armătura întinsă neajungând încă la limita de curgere. Asemenea cazuri sunt însă posibile numai pentru procente foarte mari de armare care nu se întâlnesc în practica proiectării și care sunt neeconomice. Deaceea, secțiunile la care este posibilă ruperea „timpurie" a zonei comprimate pentru rezistențe mai mici decât limita de curgere în armătura întinsă sunt interzise de normele de proiectare a construcțiilor de beton armat.

Schema stării limită adoptată pentru calculul elementelor încovoiate corespunde considerentelor expuse mai sus.

Calculul rezistenței elementelor încovoiate după secțiuni normale pe axul elementului se face pe baza diagramei de eforturi reprezentată în figura 7.

Se consideră că în starea limită eforturile din zona întinsă sunt preluate în întregime de armătura longitudinală în care

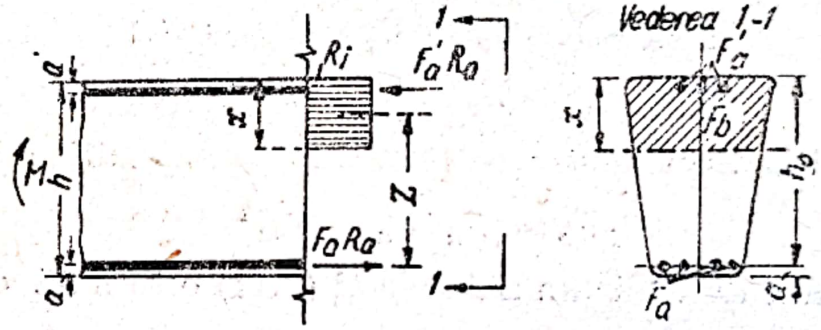

Fig. 7. Schema comportării elementelor încovoiate la starea limită

eforturile unitare ating valorile rezistențelor de calcul, R_a. Rezistențele din zona comprimată a secțiunii se consideră uniform distribuite pe înălțimea zonei comprimate, adică se presupune o plasticitate complectă a betonului comprimat. Rezistențele de compresiune din beton se consideră egale cu rezistența de calcul la încovoiere R_i. In caz că există și o armătură comprimată, rezistențele din aceasta, ca și cele din armătura întinsă, se consideră egale cu rezistența de calcul a armăturii R_a.

Din cele expuse se vede că schema stării limită adoptate pentru un element încovoiat este analoagă cu schema stadiului de rupere din calcul după Normele și Condițiile Tehnice pentru proiectarea construcțiilor de beton armat. Această schemă este aproximativă; în viitor ea va fi precizată pe măsura strângerii de material experimental și teoretic.

Diagrama dreptunghiulară de rezistențe adoptată în schema din figura 7 simplifică calculul deoarece în acest caz valorile principale de calcul intră în formule sub o formă evidentă. Numeric, această diagramă nu aduce schimbări în rezultatele calculului în comparație cu diagrama curbă adoptată mai demult de OST 90 003—38, deoarece diferența maximă nu depășește 2...3 %.

Formulele de calcul se deduc din condițiile de echilibru (fig. 7) și anume:

a) $R_i F_b + R_a F'_a - R_a F_a = 0$ sau $R_i F_b = R_a (F_a - F'_a)$

b) $M - R_i F_b z - F'_a R_a (h_0 - a') = 0$

sau

$$M = R_i F_b z + F'_a R_a (h_0 - a')$$

Prin introducerea coeficientului condițiilor de lucru m, formulele de calcul iau următoarea formă:

$$M \leqslant m [R_i S_b + R_a F'_a (h_0 - a')] \qquad (2.11)$$

unde

$$S_b = F_b \times z$$

Poziția axei neutre se stabilește din condiția:

$$R_i F_b = R_a (F_a - F'_a)^{1)} \qquad (2.12)$$

Limita de utilizare a formulei (2.11) este dată de condițiile:

$$S_b \leqslant 0{,}8\, S_0 \qquad (2.13)$$

$$z \leqslant (h_0 - a') \qquad (2.14)$$

Experiența arată că la secțiunile dreptunghiulare care satisfac condiția $x \leqslant 0{,}55\ h_0$ ruperea începe prin curgerea armăturii întinse înainte ca betonul comprimat să ajungă la rezistența limită.

Inegalitatea (2.13) reprezintă extinderea condiției $x \leqslant 0{,}55\, h_0$ pentru secțiuni oarecari. Această condiție corespunde limitei stabilite între cazurile 1 și 2 la calculul elementelor comprimate excentric (a se vedea pag. 87).

Condiția (2.14) rezultă din condiția utilizării totale a armăturii comprimate, astfel ca rezistențele în această armătură — în starea limită — să atingă rezistența de calcul.

---

[1]) In cazurile indicate la pag. 51 armăturii F_a i se introduce coeficientul condițiilor de lucru m_a.

Diagrama reală de distribuție a rezistențelor din betonul zonei comprimate poate fi curbă și atunci armătura comprimată așezată prea jos poate ajunge în zona rezistențelor de compresiune mici din beton (fig. 8). In acest caz rezistențele din armătura comprimată în starea limită pot rămânea mai mici decât rezistența de calcul și astfel capacitatea de rezistență reală a elementului va fi mai mică decât cea adoptată în calcul.

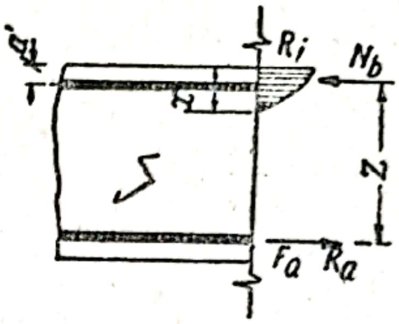

Fig. 8

Pentru evitarea acestei posibilități s'a stabilit condiția (2.14) care reprezintă condiția ca armătura comprimată în orice caz să nu se amplaseze mai jos decât punctul de aplicație al rezultantei eforturilor de compresiune din beton.

Pentru o secțiune dreptunghiulară formulele (2.11) și (2.12) iau următoarea formă:

$$M \leqslant m\left[R_i\, bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_a F'_a (h_0 - a')\right] \qquad (2.15)$$

$$R_i\, bx = R_a (F_a - F'_a)\ ^{1)} \qquad (2.16)$$

Totodată trebue să fie respectate condițiile:

$$x \leqslant 0{,}55 h_0 \qquad (2.17)$$

$$x \geqslant 2a' \qquad (2.18)$$

Din formula (2.16) se poate găsi raportul dintre înălțimea zonei comprimate x și înălțimea utilă a secțiunii h_0:

$$\frac{x}{h_0} = \frac{R_a}{R_i} \cdot \frac{(F_a - F'_a)}{bh_0}. \qquad (2.19)$$

Mai sus s'a arătat că valoarea limită $\frac{x}{h_0} = 0{,}55$ este suficient confirmată de încercări. Pentru diferite valori ale raportului dintre limita de curgere a armăturii σ_c și rezistența limită a betonului σ_{br} valorile maxime ale expresiei:

$$\alpha = \frac{\sigma_c}{\sigma_{br}} \cdot \frac{F_a - F'_a}{bh_0}$$

la care rezistențele din armătura întinsă ating, în starea limită, limita de curgere, sunt 0,5...0,65.

---

[1]) Vezi nota pag. 62.

Pentru valori mai mari ale lui α rezistențele din armătura întinsă nu ating limita de curgere, iar grinda se rupe prin distrugerea betonului din zona comprimată.

Dacă se consideră diagrama rezistențelor din betonul comprimat dreptunghiulară, raportul $\frac{x}{h_0}$ devine egal chiar cu α [vezi formula (2.19)], deaceea condiția (2.17) se referă la valoarea $\frac{x}{h_0}$.

La elementele încovoiate de beton armat secțiunea armăturii întinse F_a în procente față de secțiunea de calcul a betonului bh_0 (procentul de armare μ) nu trebue să fie mai mică decât cea indicată în tabela 13.

Pentru procente mai mici de armare secțiunea se consideră ca o secțiune de beton cu armătură constructivă, deoarece capacitatea de rezistență a secțiunii de beton simplu poate fi în acest caz mai mare decât capacitatea de rezistență a secțiunii de beton armat calculată neținând seama de rezistența betonului întins.

Tabela 13

Secțiunea minimă de armătură întinsă în procente din secțiunea de calcul al betonului (procentul minim de armare μ)

Nr.	Marca oțelului sau denumirea armăturii	Marca betonului			
		50...75	100...150	200...300	400...600
1	St0 și St3	0,15	0,20	0,35	0,50
2	Oțel de profil periodic, armătura rețelelor și carcaselor sudate	—	0,15	0,25	0,35

Pentru secțiunile *T* procentele de armare indicate se referă la secțiunea nervurii (bh_0).

Dimensionarea secțiunilor dreptunghiulare simplu armate se poate face fie direct cu formulele (2.15) și (2.16), fie cu formulele (2.20), (2.25), utilizând tabelele 14 *a* și *14 b*, analoage

cu tabelele pentru dimensionarea secțiunilor dela calculul după stadiul de rupere, conform N și $TU - 3 - 49$.

$$M = mAbh_0^2; \tag{2.20}$$

$$h_0 = \frac{1}{\sqrt{A}}\sqrt{\frac{M}{mb}} = r\sqrt{\frac{M}{mb}} \tag{2.21}$$

$$F_a = \frac{M}{m\, m_a\, R_a\, \gamma\, h_0} \tag{2.22}$$

unde

$$A = R_i \frac{x}{h_0}\left(1 - 0{,}5\frac{x}{h_0}\right) \tag{2.23}$$

$$\gamma = 1 - 0{,}5\frac{x}{h_0} \tag{2.24}$$

$$\frac{x}{h_0} = \frac{m_a R_a F_a}{R_i\, bh_0} \tag{2.25}$$

Valorile $\frac{x}{h_0}$, r, γ și A, în funcție de procentul de armare $\mu = \frac{F_a}{bh_0}100\%$, sunt date în tabelele *14 a* și *14 b* pentru oțeluri de mărcile St0 și St3 și betoane de mărcile 50...300.

Tabelele 14 a și 14 *b* sunt întocmite pentru $m_a = 1$.

Pentru cazurile când $m_a \neq 1$ se pot folosi aceleași tabele calculând valorile $\frac{x}{h_0}$, r, γ și A pe baza unui procent de armare fictiv ($\mu_{fictiv} = m_a\mu$).

Verificarea secțiunilor se poate face fie direct cu formulele (2.15) și (2.16), fie cu formula (2.20), utilizându-se tabelele *14 a* și *14 b*.

Exemplul *2*. Se cere să se dimensioneze secțiunea armăturii pe reazem a unei grinzi cu două deschideri, pe baza următoarelor date:

a) Deschiderile grinzii $l_1 = l_2 = 6\ m$; secțiunea grinzii în câmp 22 × 45 cm.

b) Sarcina se transmite grinzii printr'o placă continuă cu deschiderile egale $l = 2{,}2$ m.

c) Sarcina din greutatea proprie a planșeului pe m de grindă (ținând seama și de greutatea proprie a grinzii) este de 840 kg/m; coeficientul de supraîncărcare 1,10.

d) Sarcina utilă pe planşeu este de 300 kg/m²; coeficientul de supraîncărcare 1,30.

e) Beton de marca 150; oţel de marca St3.

f) Coeficientul condiţiilor de lucru $m = m_a = 1$; sarcina de calcul pe *m* de grindă este:

$$q_{calc.} = 840 \times 1{,}10 + 300 \times 1{,}30 \times 2{,}2 = 1\,782 \text{ kg/m}.$$

Momentul pe reazem va fi:

$$M_{max.} = -\frac{ql^2}{8} = -\frac{1782 \cdot 6^2}{8} = -8{,}0 \text{ t m}$$

g) Secţiunea pe reazem se ia egală cu cea din câmp 22 × 45 cm, $a = 3{,}5$ cm.

Calculul se face folosind tabela 14 *b*; $h_0 = 45 - 3{,}5 = 41{,}5$ cm. Cu formula (2.20) se găseşte:

$$A = \frac{M}{bh_0^2} = \frac{800\,000}{22 \times 41{,}5^2} = 21{,}1$$

Din tabela 14 *b* se găseşte $\mu = 1{,}25\,\%$ de unde:

$$F_a = \frac{1{,}25}{100} 22 \cdot 41{,}5 = 11{,}40 \text{ cm}^2.$$

Dimensionarea secţiunilor dreptunghiulare dublu armate se poate face atât cu formulele (2.15), (2.16), cât şi folosind tabelele 14 *a* şi 14 *b*.

Ca şi la calculul după stadiul de rupere (*N* şi *TU* — 3 — 49) suma secţiunilor de armătură F_a şi F'_a devine minimă pentru $\frac{x}{h_0} = 0{,}5$.

Din această condiţie cu formulele (2.15) şi (2.16) se obţine:

$$F_a = \frac{\frac{M}{m} - 0{,}375\, R_l\, bh_0^2}{R_a (h_0 - a')} \qquad (2.26)$$

$$F_a = 0{,}5 \frac{R_l}{R_a} bh_0 + F'_a \qquad (2.27)$$

Dacă în afară de secţiunea de beton este dată şi secţiunea de armătură comprimată, calculul se face în modul următor:

a) Se determină momentu capabil al armăturii comprimate şi al părţii egale cu ea din armătura întinsă

$$\Delta M = mR_a F'_a (h_0 - a') \qquad (2.28)$$

b) Se calculează diferenţa dintre momentul total şi ΔM:

$$M_b = M - \Delta M \qquad (2.29)$$

c) Pentru momentul M_b cu tabelele 14 *a* şi 14 *b* se determină secţiunea de armătură întinsă $(F_a - F'_a)$ ca pentru o secţiune simplu armată;

d) Secţiunea totală de armătură întinsă va fi:

$$F_a = \frac{M_b}{mR_a \gamma h_0} + F'_a \qquad (2.30)$$

Dacă $M_b < 0$ secţiunea de armătură F_a se calculează cu formula:

$$F_a = \frac{M}{mR_a (h_0 - a')} \qquad (2.31)$$

Verificarea secţiunilor dublu armate se face mai uşor direct cu formulele (2.15) şi (2.16).

Exemplul *3*. Se cere să se dimensioneze secţiunea de armătură F_a pentru datele din exemplul 2 în cazul că există şi o armătură comprimată cu secţiunea $F'_a = 5{,}1$ cm².

Se stabileşte momentul ΔM cu formula (2.28):

$$\Delta M = 2000 \cdot 5{,}1\,(41{,}5 - 3{,}5) = 388\,000 \text{ kgcm}.$$

Cu diferenţa de momente $M_b = M - \Delta M = 800\,000 - 388\,000 = 412\,000$ kgcm se determină valoarea:

$$A = \frac{M_b}{bh_0^2} = \frac{412\,000}{22 \cdot 41{,}5^2} = 10{,}87$$

Pentru această valoare A, în tabela 14 *b* se găseşte $\mu = 0{,}54\,\%$;

Se determină secţiunea de armătură întinsă:

$$F_a = \frac{0{,}54}{100} \cdot 22 \cdot 41{,}5 + 5{,}1 = 10{,}50 \text{ cm}^2$$

b) **Secţiuni înclinate faţă de axul elementelor.** Pentru ca o construcţie să fie cât mai economică ea trebue astfel proiectată încât chiar dacă cei mai defavorabili factori de acelaş

Scanned with OKEN Scanner

Tabelă pentru calculul secţiunilor elementelor încovoiate

μ%	Marca betonului											
	50				75				100			
	$\frac{x}{h_0}$	r	γ	A	$\frac{x}{h_0}$	r	γ	A	$\frac{x}{h_0}$	r	γ	A
0,20	0,118	0,579	0,941	2,997	0,078	0,572	0,961	3,073	0,058	0,57	0,971	3,103
0,25	0,148	0,521	0,926	3,699	0,0975	0,512	0,952	3,804	0,0727	0,508	0,963	3,86
0,30	0,178	0,481	0,911	4,38	0,117	0,470	0,942	4,51	0,0873	0,468	0,956	4,57
0,35	0,207	0,448	0,897	5,01	0,136	0,440	0,932	5,16	0,102	0,434	0,949	5,32
0,40	0,237	0,422	0,882	5,65	0,156	0,4125	0,922	5,87	0,116	0,410	0,942	6,0
0,45	0,266	0.402	0,867	6,23	0,175	0,392	0,912	6,52	0,131	0,386	0,935	6,74
0,50	0,296	0.384	0,852	6,81	0,195	0,372	0,902	7,18	0,145	0,368	0,927	7,40
0,55	0,326	0,368	0,837	7,36	0,214	0,358	0,893	7,83	0,160	0,352	0,920	8,1
0,60	0,355	0,357	0,822	7,878	0,234	0,344	0,883	8,44	0,174	0,338	0,913	8,75
0,65	0,385	0,346	0,808	8,397	0,253	0,332	0,873	9,06	0,189	0,326	0,905	9,40
0,70	0,415	0,336	0,793	8,89	0,273	0,322	0,863	9,64	0,203	0,316	0,899	10,0
0,75	0,444	0,328	0,778	9,32	0,292	0,312	0,854	10,209	0,218	0,306	0,891	10,68
0,80	0,474	0,321	0,763	9,77	0,312	0,305	0,844	10,78	0,233	0,298	0,884	11,3
0,90	0,533	0,308	0,733	10,52	0,351	0,290	0,824	11,84	0,262	0,282	0,869	12,5
1,00	—	—	—	—	0,390	0,279	0,805	12,85	0,291	0,270	0,855	13,70
1,1	—	—	—	—	0,429	0,271	0,785	13,77	0,320	0,260	0,840	14,75
1,2	—	—	—	—	0,468	0,261	0,766	14,67	0,349	0,252	0,826	15,80
1,3	—	—	—	—	0,507	0,255	0,747	15,50	0,379	0,244	0,811	16,88
1,4	—	—	—	—	0,546	0,247	0,727	16,28	0,407	0,237	0,797	17,82
1,5	—	—	—	—	—	—	—	—	0,436	0,230	0,782	18,75
1,6	—	—	—	—	—	—	—	—	0,465	0,226	0,768	19,65
1,7	—	—	—	—	—	—	—	—	0,494	0,221	0,753	20,46
1,72	—	—	—	—	—	—	—	—	0,500	0,220	0,750	20,62
1,80	—	—	—	—	—	—	—	—	0,522	0,217	0,739	21,20
1,90	—	—	—	—	—	—	—	—	0,552	0,213	0,724	22,00
2,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,125	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Scanned with OKEN Scanner

armătură din oțel de marca St0 ; R_a = 1600kg/cm²

Marca betonului												μ%
150				200				300				
$\frac{x}{h_0}$	r	γ	A	$\frac{x}{h_0}$	r	γ	A	$\frac{x}{h_0}$	r	γ	A	
0,040	0,565	0,980	3,136	0,032	0,564	0,984	3,148	0,020	0,5630	0,990	3,168	0,20
0,050	0,506	0,975	3,896	0,040	0,505	0,980	3,920	0,025	0,5040	0,987	3,94	0,25
0,060	0,464	0,970	4,656	0,048	0,463	0,976	4,680	0,030	0,462	0,985	4,73	0,30
0,070	0,430	0,965	5,40	0,056	0,427	0,972	5,44	0,035	0,426	0,982	5,504	0,35
0,080	0,404	0,960	6,144	0,064	0,401	0,968	6,22	0,040	0,400	0,98	6,27	0,40
0,090	0,382	0,955	6,876	0,072	0,378	0,964	6,95	0,045	0,377	0,977	7,03	0,45
0,10	0,362	0,950	7,60	0,080	0,360	0,960	7,68	0,050	0,359	0,975	7,79	0,50
0,11	0,346	0,945	8,32	0,088	0,344	0,956	8,41	0,055	0,342	0,972	8,544	0,55
0,12	0,333	0,940	9,02	0,096	0,331	0,952	9,13	0,060	0,328	0,970	9,31	0,60
0,13	0,321	0,935	9,72	0,104	0,318	0,948	9,86	0,065	0,316	0,967	10,03	0,65
0,14	0,311	0,930	10,40	0,112	0,307	0,944	10,59	0,070	0,305	0,965	10,80	0,70
0,15	0,300	0,925	11,12	0,120	0,297	0,940	11,30	0,075	0,294	0,962	11,53	0,75
0,16	0,292	0,920	11,76	0,128	0,288	0,936	12,0	0,08	0,285	0,960	12,30	0,80
0,18	0,276	0,91	13,10	0,144	0,274	0,928	13,35	0,09	0,269	0,955	13,76	0,90
0,20	0,263	0,90	14,40	0,160	0,260	0,920	14,72	0,10	0,256	0,950	15,20	1,00
0,22	0,253	0,89	15,61	0,176	0,250	0,912	16,05	0,11	0,245	0,945	16,64	1,1
0,24	0,244	0,88	16,88	0,192	0,240	0,904	17,35	0,12	0,235	0,940	18,10	1,2
0,26	0,235	0,87	18,08	0,208	0,232	0,896	18,65	0,13	0,227	0,935	19,44	1,3
0,28	0,228	0,86	19,26	0,224	0,224	0,888	19,89	0,14	0,219	0,930	20,83	1,4
0,30	0,221	0,85	20,40	0,240	0,217	0,880	21,12	0,15	0,211	0,925	22,24	1,5
0,32	0,215	0,84	21,52	0,256	0,211	0,872	22,30	0,16	0,2055	0,920	23,60	1,6
0,34	0,210	0,83	22,56	0,272	0,206	0,864	23,50	0,17	0,199	0,915	24,8	1,7
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1,72
0,36	0,206	0,82	23,60	0,288	0,201	0,856	24,65	0,18	0,1945	0,910	26,24	1,80
0,38	0,202	0,81	24,62	0,304	0,1975	0,848	25,78	0,19	0,1895	0,905	27,50	1,90
0,40	0,198	0,80	25,60	0,320	0,193	0,840	26,88	0,20	0,186	0,900	28,80	2,0
0,42	0,194	0,79	26,50	0,336	0,189	0,832	28,0	0,21	0,1825	0,895	30,08	2,1
0,44	0,191	0,78	27,52	0,352	0,186	0,824	29,0	0,22	0,179	0,890	31,33	2,2
0,46	0,188	0,77	28,336	0,368	0,1825	0,816	30,00	0,23	0,175	0,885	32,56	2,3
0,48	0,185	0,76	29,184	0,384	0,179	0,808	31,02	0,24	0,172	0,880	33,76	2,4
0,50	0,182	0,75	30,00	0,400	0,1765	0,800	32,0	0,25	0,169	0,875	34,99	2,5
0,52	0,180	0,74	30,80	0,416	0,174	0,792	32,94	0,26	0,1655	0,870	36,19	2,6
0,54	0,178	0,73	31,50	0,432	0,172	0,784	33,86	0,27	0,1635	0,865	37,36	2,7
—	—	—	—	0,448	0,1695	0,776	34,75	0,28	0,161	0,86	38,58	2,8
—	—	—	—	0,464	0,1675	0,768	35,63	0,29	0,159	0,855	39,68	2,9
—	—	—	—	0,480	0,1655	0,760	36,48	0,30	0,156	0,850	40,80	3,0
—	—	—	—	0,496	0,164	0,752	37,299	0,31	0,154	0,845	41,91	3,1
—	—	—	—	0,500	0,1635	0,750	37,50	—	—	—	—	3,125
—	—	—	—	0,512	0,162	0,744	38,10	0,32	0,1525	0,840	43,008	3,2
—	—	—	—	0,528	0,160	0,736	38,90	0,33	0,1505	0,835	44,08	3,3
—	—	—	—	0,544	0,159	0,728	39,60	0,34	0,149	0,830	45,15	3,4
—	—	—	—	—	—	—	—	0,35	0,1475	0,825	46,20	3,5
—	—	—	—	—	—	—	—	0,36	0,1455	0,820	47,23	3,6
—	—	—	—	—	—	—	—	0,37	0,1440	0,815	48,248	3,7
—	—	—	—	—	—	—	—	0,38	0,1425	0,810	49,249	3,8
—	—	—	—	—	—	—	—	0,39	0,1410	0,805	50,23	3,9
—	—	—	—	—	—	—	—	0,40	0,1395	0,800	51,20	4,0
—	—	—	—	—	—	—	—	0,41	0,1385	0,795	52,15	4,1
—	—	—	—	—	—	—	—	0,42	0,137	0,790	53,088	4,2
—	—	—	—	—	—	—	—	0,43	0,136	0,785	54,008	4,3
—	—	—	—	—	—	—	—	0,44	0,135	0,780	54,91	4,4
—	—	—	—	—	—	—	—	0,45	0,134	0,775	55,84	4,5
—	—	—	—	—	—	—	—	0,46	0,133	0,770	56,64	4,6
—	—	—	—	—	—	—	—	0,47	0,132	0,765	57,52	4,7
—	—	—	—	—	—	—	—	0,48	0,131	0,760	58,36	4,8
—	—	—	—	—	—	—	—	0,49	0,130	0,755	59,35	4,9
—	—	—	—	—	—	—	—	0,50	0,129	0,750	60,00	5,0

Scanned with OKEN Scanner

Tabelă pentru calculul secţiunilor elementelor încovoiate

μ %	Marca betonului											
	50				75				100			
	$\frac{x}{h_0}$	r	γ	A	$\frac{x}{h_0}$	r	γ	A	$\frac{x}{h_0}$	r	γ	A
0,20	0,148	0,522	0,926	3,70	0,0975	0,515	0,951	3,78	0,0728	0,510	0,9636	3,85
0,25	0,185	0,470	0,908	4,53	0,122	0,464	0,939	4,69	0,0910	0,458	0,9545	4,77
0,30	0,222	0,434	0,889	5,32	0,146	0,425	0,927	5,55	0,109	0,420	0,9455	5,67
0,35	0,259	0,407	0,8705	6,08	0,1705	0,397	0,9145	6,38	0,127	0,391	0,936	6,55
0,40	0,296	0,384	0,852	6,80	0,195	0,372	0,9025	7,21	0,1455	0,368	0,927	7,40
0,45	0,333	0,366	0,8325	7,50	0,218	0,355	0,891	7,97	0,1635	0,348	0,9185	8,25
0,50	0,370	0,351	0,815	8,15	0,244	0,338	0,877	8,76	0,182	0,331	0,909	9,10
0,55	0,407	0,338	0,797	8,76	0,268	0,324	0,866	9,52	0,200	0,318	0,900	9,90
0,60	0,444	0,323	0,778	9,32	0,292	0,314	0,854	10,2	0,218	0,306	0,891	10,70
0,65	0,481	0,319	0,760	9,87	0,317	0,305	0,842	10,95	0,236	0,298	0,8820	11,30
0,70	0,517	0,312	0,742	10,35	0,342	0,295	0,829	11,6	0,255	0,287	0,8725	12,22
0,742	0,550	0,306	0,725	10,75	—	—	—	—	—	—	—	—
0,75	—	—	—	—	0,366	0,286	0,817	12,25	0,273	0,278	0,8635	12,98
0,80	—	—	—	—	0,390	0,277	0,805	12,85	0,291	0,271	0,8545	13,6
0,90	—	—	—	—	0,439	0,268	0,781	14,05	0,328	0,258	0,836	15,1
1,00	—	—	—	—	0,488	0,259	0,756	15,1	0,364	0,247	0,818	16,4
1,1	—	—	—	—	0,536	0,250	0,732	16,1	0,400	0,238	0,800	17,6
1,127	—	—	—	—	0,551	0,247	0,725	16,4	—	—	—	—
1,2	—	—	—	—	—	—	—	—	0,437	0,231	0,782	18,8
1,3	—	—	—	—	—	—	—	—	0,474	0,224	0,763	19,85
1,4	—	—	—	—	—	—	—	—	0,510	0,218	0,745	20,90
1,5	—	—	—	—	—	—	—	—	0,546	0,214	0,728	21,8
1,519	—	—	—	—	—	—	—	—	0,519	0,213	0,726	21,9
1,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2,9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Scanned with OKEN Scanner

cu armătură din oțel de marca St3; $R_a = 2\,000$ kg/cm²

Marca betonului												μ %
150				200				300				
$\frac{x}{h_0}$	r	γ	A	$\frac{x}{h_0}$	r	γ	A	$\frac{x}{h_0}$	r	γ	A	
0,0500	0,506	0,975	3,9	0,040	0,503	0,980	4,9	0,0250	0,500	0,9875	3,95	0,20
0,0625	0,455	0,968	4,84	0,050	0,455	0,975	4,86	0,0313	0,451	0,9842	4,93	0,25
0,0750	0,418	0,961	5,76	0,060	0,415	0,970	5,81	0,0375	0,413	0,9812	5,88	0,30
0,0875	0,387	0,956	6,7	0,070	0,385	0,965	6,75	0,0438	0,383	0,978	6,85	0,35
0,100	0,363	0,950	7,6	0,080	0,361	0,960	7,68	0,0500	0,358	0,975	7,8	0,40
0,1125	0,344	0,943	9,03	0,090	0,342	0,955	8,6	0,0563	0,338	0,9718	8,75	0,45
0,125	0,327	0,937	9,37	0,100	0,325	0,950	9,5	0,0625	0,322	0,968	9,68	0,50
0,1375	0,312	0,931	10,2	0,110	0,314	0,945	10,4	0,0687	0,308	0,9657	10,6	0,55
0,150	0,300	0,925	11,1	0,120	0,300	0,940	11,25	0,0750	0,295	0,962	11,55	0,60
0,1625	0,290	0,919	11,9	0,130	0,287	0,935	12,15	0,0813	0,284	0,9594	12,48	0,65
0,175	0,280	0,912	12,75	0,140	0,278	0,930	13,0	0,0875	0,273	0,9563	13,4	0,70
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,742
0,1875	0,271	0,906	13,6	0,150	0,268	0,925	13,9	0,0938	0,263	0,9532	14,3	0,75
0,200	0,262	0,900	14,4	0,160	0,261	0,920	14,7	0,100	0,256	0,950	15,2	0,80
0,225	0,251	0,887	15,9	0,180	0,248	0,910	16,35	0,1125	0,242	0,948	17,0	0,90
0,250	0,239	0,875	17,5	0,200	0,236	0,900	18,0	0,1250	0,231	0,937	18,7	1,00
0,275	0,230	0,863	18,95	0,220	0,226	0,890	19,6	0,1375	0,221	0,9314	20,5	1,1
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1,127
0,300	0,222	0,850	20,4	0,240	0,218	0,880	21,1	0,150	0,212	0,925	22,2	1,2
0,325	0,214	0,836	21,8	0,260	0,210	0,870	22,6	0,1625	0,205	0,919	23,8	1,3
0,350	0,208	0,825	23,1	0,280	0,204	0,860	24,1	0,175	0,198	0,912	25,5	1,4
0,375	0,202	0,813	24,4	0,300	0,198	0,850	25,5	0,1875	0,191	0,906	27,2	1,5
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1,519
0,400	0,1975	0,800	25,6	0,320	0,193	0,840	26,9	0,200	0,187	0,900	28,8	1,6
0,425	0,193	0,780	26,8	0,340	0,188	0,830	28,2	0,212	0,182	0,894	30,2	1,7
0,450	0,189	0,775	27,9	0,360	0,184	0,820	29,5	0,225	0,177	0,888	32,0	1,8
0,475	0,186	0,763	28,8	0,380	0,180	0,810	30,7	0,237	0,173	0,882	33,5	1,9
0,500	0,182	0,750	30,0	0,400	0,177	0,800	32,0	0,250	0,169	0,875	35,0	2,0
0,525	0,180	0,738	31,0	0,420	0,174	0,790	33,2	0,2625	0,166	0,869	36,4	2,1
0,550	0,177	0,724	31,9	0,440	0,171	0,780	34,3	0,275	0,1625	0,862	37,9	2,2
—	—	—	—	0,460	0,168	0,770	35,4	0,287	0,159	0,857	39,3	2,3
—	—	—	—	0,480	0,166	0,760	36,4	0,300	0,157	0,850	40,7	2,4
—	—	—	—	0,500	0,163	0,750	37,5	0,312	0,154	0,844	42,1	2,5
—	—	—	—	0,521	0,161	0,739	38,5	0,325	0,1515	0,838	43,6	2,6
—	—	—	—	0,540	0,1595	0,730	39,4	0,337	0,150	0,8315	44,8	2,75
—	—	—	—	0,550	0,1588	0,725	39,8	0,350	0,147	0,825	46,2	2,8
—	—	—	—	—	—	—	—	0,363	0,145	0,819	47,5	2,9
—	—	—	—	—	—	—	—	0,375	0,143	0,813	48,7	3,0
—	—	—	—	—	—	—	—	0,387	0,1415	0,807	50,0	3,1
—	—	—	—	—	—	—	—	0,400	0,140	0,800	51,2	3,2
—	—	—	—	—	—	—	—	0,413	0,138	0,794	52,5	3,3
—	—	—	—	—	—	—	—	0,425	0,1365	0,788	53,6	3,4
—	—	—	—	—	—	—	—	0,438	0,135	0,781	54,7	3,5
—	—	—	—	—	—	—	—	0,450	0,134	0,775	55,8	3,6
—	—	—	—	—	—	—	—	0,463	0,1325	0,769	56,8	3,7
—	—	—	—	—	—	—	—	0,475	0,1315	0,763	58,0	3,8
—	—	—	—	—	—	—	—	0,487	0,130	0,756	58,9	3,9
—	—	—	—	—	—	—	—	0,500	0,129	0,750	60,0	4,0
—	—	—	—	—	—	—	—	0,513	0,128	0,744	61,0	4,1
—	—	—	—	—	—	—	—	0,525	0,127	0,738	62,0	4,2
—	—	—	—	—	—	—	—	0,538	0,126	0,731	63,0	4,3
—	—	—	—	—	—	—	—	0,550	0,125	0,725	63,7	4,4

Scanned with OKEN Scanner

fel (supraîncărcare egală, reducerea egală a rezistenței materialelor etc.) coincid, toate secțiunile elementelor să atingă în acelaș timp starea limită. În practică, această condiție teoretică nu poate fi îndeplinită în întregime deoarece ar duce la complicații mari constructive și de execuție. Totuși, acolo unde este rațional, această condiție trebue îndeplinită.

De exemplu, orice secțiune înclinată a unui element încovoiat nu trebue să fie în niciun caz mai puțin rezistentă decât secțiunea normală și totodată nu este necesar să fie nici mai rezistentă deoarece ar duce, în general, la un consum suplimentar de materiale.

Intr'o secțiune înclinată a elementului, ca și într'o secțiune normală pe axul lui, rezistența betonului întins nu se ia în considerare deoarece fisurile din beton apar înaintea ajungerii în starea limită.

Modul de ajungere într'o stare limită a unei secțiuni înclinate este acelaș ca și pentru o secțiune normală.

In cazul când zona comprimată de deasupra fisurii prezintă o rezistență suficientă, ruperea începe când rezistențele din armătura intersectată de fisura înclinată ating limita de curgere. In acest caz toată armătura (longitudinală, etrierii și armătura înclinată) intersectată de fisură ajunge la curgere. Rezultatul acestui fapt este o deschidere apreciabilă a fisurilor, micșorarea înălțimii zonei comprimate și distrugerea acesteia.

Totuși, pot exista și cazuri când zona comprimată se rupe înainte ca armătura să ajungă la limita de curgere, în special în punctele unde acționează forțe tăietoare puternice. In aceste cazuri rezistențele din armătura intersectată de fisura înclinată pot să nu atingă limita de curgere. Experiențele arată că pericolul ruperii zonei comprimate [1]) sub acțiunea forței tăietoare crește cu micșorarea unghiului de înclinare a fisurii față de axul elementului. In cazul unor fisuri verticale sau apropiate de verticală, care apar deobicei în zonele de moment încovoietor maxim, o rupere „timpurie" a zonei comprimate nu se observă. Acest fenomen se poate explica după cât se pare în felul următor:

Se știe că atunci când se aplică o presiune numai pe o parte dintr'o secțiune, rezistența la această presiune se mărește (fenomenul de strivire sau compresiune locală). In condiții analoage, rezistența la compresiune trebue, deasemeni, să crească (fig. 9).

---

[1]) *M. S. Borișanschi*, „Calculul barelor înclinate și etrierilor la elementele încovoiate de beton armat după stadiul de rupere". Stroiizdat, 1946.

Rezistența limită la compresiune în secțiunea 1—1 poate fi mult mai mare decât rezistența prismatică a betonului și aceasta cu atât mai mult cu cât scade unghiul 2α dintre laturile oblice ale probei în secțiunea 1 = 1.

Un fapt asemănător se întâmplă și într'o grindă în care au apărut fisuri (fig. 10). Prin suprafața 1—1 se transmit efor-

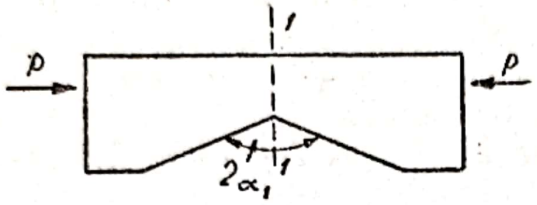

Fig. 9.

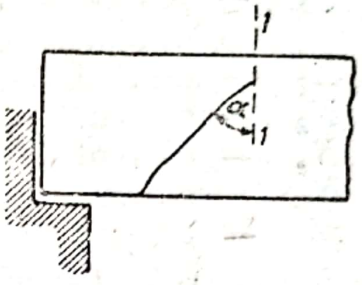

Fig. 10. Schema unei fisuri înclinate dintr'o grindă

turile de compresiune date de momentul încovoietor M și eforturile de forfecare date de forța tăietoare Q. Experiențele arată că, pe măsura micșorării unghiului α, rezistența suprafeței 1—1 la acțiunea combinată a eforturilor de compresiune și forfecare crește, astfel încât practic pentru $\alpha < 45^0$ nu se mai produce o rupere după suprafața 1—1 sub acțiunea forței tăietoare.

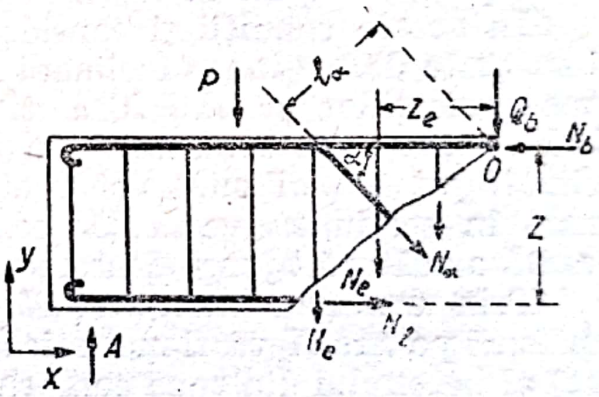

Fig. 11. Schema de distribuție a eforturilor într'o secțiune înclinată a unei grinzi

Fiecare secțiune înclinată trebue să satisfacă condițiile de echilibru în toate stadiile de lucru ale elementului până la starea limită. In fiecare secțiune vor exista trei condiții de echilibru, după numărul ecuațiilor de echilibru.

Să analizăm aceste condiții (fig. 11):

$$\sum X = 0;\ N_l + \sum N_\alpha \cos\alpha - N_b = 0 \qquad (a)$$

$$\sum M_0 = 0;\ M - N_l z - \sum N_\alpha z - \sum N_e z_e = 0 \qquad (b)$$

$$\sum Y = 0;\ Q - \sum N_e - \sum N_\alpha \sin\alpha - Q_b = 0 \qquad (c)$$

unde M — momentul (încovoietor) al forțelor exterioare dela stânga secțiunii înclinate, în raport cu centrul de greutate al zonei comprimate a betonului (pct. 0);

Q — suma algebrică a forțelor exterioare dela stânga secțiunii înclinate (forța tăietoare);

Q_b — partea din forța tăietoare preluată de betonul din zona comprimată;

N_l — efortul de întindere din armătura longitudinală;

N_b — efortul de compresiune din betonul comprimat;

N_e — efortul din etrieri;

N_α — efortul din armătura înclinată;

z — brațul de pârghie al forței N_l față de pct. 0 (fig. 11)

Să ne ocupăm de condiția (a).

Se pornește dela ipoteza că barele înclinate se formează din armăturile longitudinale prin ridicarea acestora dela partea inferioară a elementului în cea superioară.

Se presupune o astfel de armare încât zona comprimată în secțiunea verticală care trece prin punctul 0 să fie asigurată la o rupere „timpurie".

In aceste condiții și considerând că în toate armăturile intersectate de secțiunea înclinată rezistențele ajung la curgere, suma proiecțiilor pe axa X a eforturilor din barele înclinate ($\Sigma N_\alpha \cos \alpha$) și din armătura longitudinală (N_l) în secțiunea înclinată va fi mai mică decât efortul din armătura longitudinală în secțiunea verticală, considerând că rezistențele în această armătură ajung deasemenea la limita de curgere.

Prin urmare, suma arătată a proiecțiilor eforturilor din armătură pe axa X va fi mai mică decât efortul limită (de rupere) al betonului din zona comprimată (N_b). Deci, condiția (a) va fi întotdeauna satisfăcută în exces pentru o secțiune înclinată, astfel că ruperea zonei comprimate sub efortul N_b nu se poate întâmpla înainte ca armătura să ajungă la limita de curgere în secțiunea înclinată.

Ecuațiile (b) și (c) pentru starea limită pot fi scrise:

$$M \leqslant m \left(N_l z + \sum N_\alpha z_\alpha + \sum N_e z_e \right) \qquad (2.32)$$

$$Q \leqslant m \left(\sum N_l \sin \alpha + \sum N_e + Q_b \right) \qquad (2.33)$$

Aceste condiții sunt valabile pentru secțiuni cu orice înclinare.

Intr'o secțiune verticală, în punctul de moment încovoietor maxim $N_{45} = N_e = 0$, iar $N_l = F_a \times R_a$, deci condiția (2,32)

va lua forma $M \leqslant mF_a R_a z$, ceeace, împreună cu condiția (a), duce la formula obișnuită de calcul (2.11).

Pentru secțiuni normale pe axul elementului, inegalitatea (2.33) este întotdeauna satisfăcută și nu mai este necesar niciun calcul deoarece o rupere a zonei comprimate din cauza forței tăietoare într'o secțiune normală nu se produce; valoarea Q_b în aceste secțiuni crește simțitor cu creșterea înclinării.

La calculul secțiunilor înclinate, rezistențele în toată armătura intersectată de fisura înclinată se consideră în starea limită egale cu rezistența de calcul a armăturii. Totuși, pot exista cazuri când rezistențele din barele înclinate și din etrierii situați în apropierea zonei comprimate nu ajung la limita de curgere. In legătură cu aceasta, în formula (2.33) se introduce, pentru eforturile din armătura înclinată și etrieri, coeficientul condițiilor de lucru $m_\alpha = m_e = 0{,}8$.

In formula (2.32), coeficientul de mai sus al condițiilor de lucru a armăturii nu se mai introduce, deoarece pentru armătura înclinată și etrierii așezați în apropierea zonei comprimate brațele de pârghie z sunt mici și, prin urmare, impreciziunea momentelor date de eforturile din această armătură influențează puțin asupra valorii totale a momentului încovoietor limită.

Prin urmare, cantitățile care intră în formulele (2.32) și (2.33) au următoarele valori [1]):

$$N_l = R_{al} F_l; \; N_\alpha = m_\alpha R_{a\alpha} F_\alpha; \; N_e = m_e R_{ae} F_e;$$

Rămâne să se mai analizeze valoarea efortului limită la forfecare al zonei comprimate, adică valoarea Q_b. Teoretic încă nu s'a putut stabili valoarea limită a lui Q_b. S'a determinat însă din experiențe, care au arătat că valoarea Q_b se poate stabili puțin acoperitor cu formula [2]):

$$Q_b = \frac{0{,}15\, R\, bh_0^2}{c} \qquad (2.34)$$

unde c — este proiecția lungimii secțiunii înclinate pe direcția axei elementului.

Dacă se dă dela început felul armăturilor transversale (etrieri sau bare înclinate), se poate găsi cu ajutorul formulei (2.33) valoarea proiecției „c" a fisurii înclinate, la care forța

---

[1]) In cazurile indicate la pag. 55, armăturii întinse i se aplică coeficientul condițiilor de lucru m_a.

[2]) *M. S. Borișanschi*, „Calculul barelor înclinate și etrierilor la elementele încovoiate de beton armat după stadiul de rupere". Stroiizdat, 1946.

tăietoare Q preluată de betonul din zona comprimată și de armătură va fi minimă. Aceasta va fi probabil direcția cea mai periculoasă a fisurii înclinate.

Să calculăm întâi valoarea minimă a forței tăietoare preluată de betonul din zona comprimată și de etrieri (în caz că nu există bare înclinate).

Se notează prin q_e — efortul limită din etrieri pe unitatea de lungime a proiecției secțiunii înclinate; atunci:

$$q_e = \frac{R_{ae} f_e \times n}{a} = \frac{\Sigma f_e R_{ae}}{c} \qquad (2.35)$$

unde f_e — secțiunea unei ramuri a etrierului;
n — numărul de ramuri al etrierului;
a — distanța dintre etrieri în lungul axului elementului;
Σf_e — suma secțiunilor tuturor ramurilor etrierilor pe lungimea proiecției secțiunilor înclinate.

Valoarea minimă Q, preluată de beton și etrieri în cazul când nu există armături înclinate, se stabilește cu formula (2.33) care, pentru o sarcină distribuită p și pentru $m = 1$, devine:

$$Q - pc = m_e q_e c + 0{,}15 \frac{R_i b h_0^2}{c} \qquad (2.33\ a)$$

Egalând cu zero prima derivată, în raport cu c, a acestei funcții, se obține lungimea secțiunii înclinate periculoase:

$$c_0 = \sqrt{\frac{0{,}15 R_i b h_0^2}{m_e q_e + p}} \qquad (2.36)$$

și valoarea minimă a forței tăietoare, preluată de beton și etrieri

$$\min (Q_b + Q_e) = \sqrt{0{,}6\ R_i b h_0^2 (m_e q_e + p)} \qquad (2.37)$$

In cazurile obișnuite, când sarcina utilă poate avea în mod practic orice poziție pe grindă, valoarea p nu se mai ia în considerare în formulele (2.36) și (2.37).

Ea poate fi luată în considerare numai în cazul unei scheme de încărcare invariabile cu sarcină distribuită continuu, de exemplu, presiunea hidrostatică, presiunea terenului etc.

Secțiunea necesară a etrierilor poate fi determinată, în cazurile obișnuite, prin formula (2.38) care se deduce din formula (2.37):

$$q_e = \frac{Q^2}{0{,}6\ m_e R_i b h_0^2} \qquad (2.38)$$

In secțiunile înclinate, unde secțiunea etrierilor nu satisface condiția (2.39):

$$Q \leqslant Q_b + Q_e \qquad (2.39)$$

este necesară mărirea secțiunii etrierilor sau adăugarea de bare înclinate.

Secțiunea necesară a barelor înclinate intersectate de o secțiune poate fi determinată [1]) cu oarecare acoperire cu formula (2.40):

$$F_\alpha = \frac{Q - (Q_b + Q_e)}{m_0 R_{ao} \sin\alpha} \qquad (2.40)$$

In mod practic, calculul rezistenței secțiunilor înclinate la forțe tăietoare (2.33) este suficient să se efectueze în secțiunile care trec prin marginea reazemului și în secțiunile care trec prin punctele de îndoire a barelor înclinate (fig. 12).

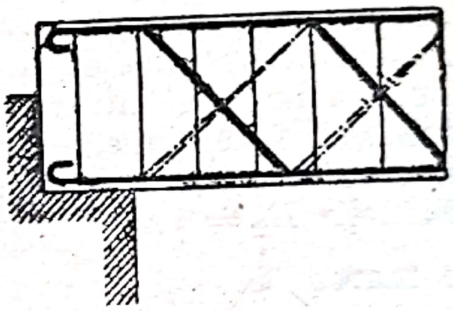

Fig. 12. Schema secțiunilor înclinate în care este necesar să se facă calculul la forțe tăietoare

In cazurile când distanțele dintre etrieri sau diametrul acestora variază în lungul grinzii, trebue să se verifice deasemenea secțiunile care trec prin punctele de schimba e a diametrului sau distanței ertrierilor.

Ca valoare de calcul a forței tăietoare în fiecare secțiune înclinată care se verifică, se ia forța tăietoare maximă care acționează în lungul secțiunii înclinate.

La calculul barelor înclinate ca valoare de calcul a forței tăietoare se ia:

a) Pentru barele îndoite în prima secțiune — valoarea forței tăietoare la marginea reazemului.

b) Pentru barele înclinate din secțiunile următoare — valoarea forței tăietoare dela punctul de îndoire (inferior) a fierului înclinat precedent (pornind dinspre reazem).

In cazul sarcinilor mobile, calculul barelor înclinate și al etrierilor trebue să se facă pe baza curbei forțelor tăietoare Q.

Când forța tăietoare este mică și nu apar fisuri înclinate, ea este preluată în întregime de beton. In acest caz etrierii și barele înclinate nu se dispun după un calcul la forțe tăietoare.

---

[1]) Propunerea CTIS Glavstroiproect M.S.P.T.I.

Momentul apariţiei fisurilor înclinate s'ar putea considera ca una din stările limită. Până în prezent nu s'au putut totuşi stabili cu suficientă exactitate condiţiile în care apar aceste fisuri. Cu oarecare aproximaţie se poate considera că nu este nevoie de un calcul al etrierilor şi barelor înclinate până când valorile eforturilor unitare principale de întindere din beton, după direcţii înclinate, calculate cu formula convenţională $\frac{Q}{bh_0}$, nu depăşesc valorile rezistenţei de calcul a betonului la întindere, adică până când :

$$Q \leqslant R_t bh_0 \tag{2.41}$$

In acest caz, etrierii şi armătura înclinată se dispun constructiv. Ca bază poate servi faptul că, atât timp cât condiţia (2.41) este satisfăcută, în elemente apar rareori fisuri înclinate; în afară de aceasta, secţiunea etrierilor prevăzuţi în mod constructiv, în majoritatea cazurilor, rezultă a fi suficientă şi dacă s'ar face un calcul. Astfel, de exemplu, la betonul de marca 100, adică pentru o rezistenţă de calcul a betonului la întindere $R_t = 4$ kg/cm² (a se vedea tabela 3), cu armătură de marca St0 şi pentru $m_e = 0{,}8$, valorile $\frac{Q}{bh_0}$ pe care le poate prelua betonul şi etrierii dispuşi constructiv, sunt date în tabela 15.

Tabela 15

Valorile eforturilor unitare convenţionale de întindere $\frac{Q}{bh_0}$ preluate de beton şi etrieri

b în cm	H_0 în cm	Distanţa dintre etrieri a în cm	Diametrul etrierilor în mm	Numărul ramurilor etrierilor n	q_e în kg/cm	$\frac{Q}{bh_0}$ în kg/cm²
10	25	20	4	2	20	7,25
15	25	20	4	2	20	5,94
20	25	20	4	2	20	5,06
20	25	20	6	2	45	7,70
20	40	20	6	2	45	7,70
30	50	25	6	2	36	5,62
30	60	30	6	2	30	5,13

La stabilirea distanței dintre etrieri, în afara considerentelor constructive, este necesar să se țină seama și de cele ce urmează:

Distanța maximă dintre etrieri se determină punând condiția ca forța tăietoare în secțiunea înclinată dintre doi etrieri succesivi să fie preluată în întregime de beton.

Atunci, cu formula (2.34), se obține:

$$Q = Q_b = 0{,}15 \frac{R_t b h_0^2}{c}$$

unde lungimea proiecției secțiunii înclinate c trebue să fie egală cu distanța dintre etrieri a, de unde rezultă:

$$a \leqslant \frac{0{,}15 R_t b h_0^2}{Q}.$$

In mod practic, este preferabil ca această distanță să se calculeze cu oarecare rezervă în plus folosind formula (2.42):

$$a_0 = \frac{0{,}1 R_t b h_0^2}{Q} \qquad (2.42)$$

Verificarea secțiunilor înclinate la momente (2.32) nu mai este necesară dacă este asigurată condiția (2.41).

Dacă $Q > R_t b h_0$, atunci este necesară o verificare a secțiunilor înclinate la moment; în cazurile când rezistența secțiunilor înclinate la moment este asigurată prin măsurile constructive simple indicate mai jos, nu mai este necesară verificarea secțiunilor înclinate.

Aceste măsuri constructive [1]), care se iau în afară de cele obișnuite, se reduc la următoarele:

a) Distanța dela marginea reazemului până la prima bară ridicată (pornind dinspre reazem) nu trebue să fie mai mare decât 5 cm (fig. 13);

b) Inceputul primei îndoiri, pornind dela punctul de moment maxim pozitiv sau negativ, trebue să fie la distanță de cel puțin $\frac{h_0}{2}$ dela secțiunea normală pe axul elementului în care bara îndoită este utilizată în întregime la momentul încovoietor; sfârșitul primei îndoiri (pornind dela acelaș punct) trebue să depășească secțiunea normală în care nu este

---

[1]) Elaborate de KTIS Glavstroiproect MSPTI.

nevoie după diagrama momentelor de acea bară ridicată (fig. 13).

c) Distanța dela fața laterală a elementului până la bara îndoită trebue să fie cel puțin de două ori mai mare decât diametrul acesteia; deobicei nu se recomandă să se îndoaie barele care se află în apropierea imediată a fețelor laterale ale grinzii deoarece, în aceste bare înclinate, eforturile unitare nu vor atinge întotdeauna limita de curgere din cauza ruperii timpurii a betonului în punctul de îndoire.

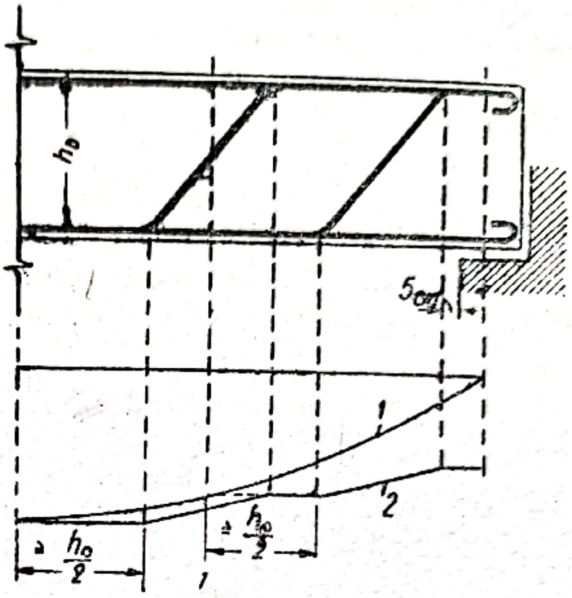

Fig. 13. Schema repartizării barelor ridicate într'o grindă: 1—1 — Secțiunea în care a doua bară ridicată dela reazem nu este necesară prin calcul; 1 — diagrama momentelor din sarcinile exterioare; 2 — diagrama momentelor capabile

6. *Elemente comprimate excentric cu armătură flexibilă*

Utilizarea elementelor încovoiate este limitată la cazurile când capacitatea portantă a elementului este determinată de rezistența armăturii întinse, respectiv când ruperea elementului începe prin curgerea armăturii întinse.

Așa numitele secțiuni supraarmate, adică acelea a căror rupere începe din zona comprimată, iar armătura întinsă nu este utilizată în întregime, nu sunt admise în cazul încovoierii simple.

La elementele încovoiate îndeplinirea acestei condiții nu prezintă dificultăți. Domeniul secțiunilor supraarmate cuprinde procente de armare mari care nu se utilizează în practică.

Altfel se prezintă lucrurile în compresiunea excentrică. Aici se întâlnește toată gama de excentricități ale forței longitudinale, dela cele foarte mari, la care solicitarea elementului se apropie de încovoierea simplă, până la cele foarte mici, la care solicitarea elementului este apropiată de compresiunea centrică. La excentricități mari se întâlnesc elemente a căror capacitate portantă depinde în special de rezistența armăturii întinse, iar la excentricități mici elemente a căror

capacitate portantă depinde de rezistența betonului comprimat.

Elementele comprimate excentric se clasifică după aceste considerente.

a) **Cazul excentricităților mari.** (Primul caz de compresiune excentrică). Schema stării limită pentru acest caz este analoagă cu schema stării limită pentru încovoierea simplă.

Se admite că rezistențele din armătura întinsă și din cea comprimată ating valorile rezistenței de calcul R_a, iar rezistențele din beton sunt uniforme pe toată înălțimea zonei comprimate și egale cu rezistența de calcul a betonului comprimat la încovoiere R_i (fig. 14).

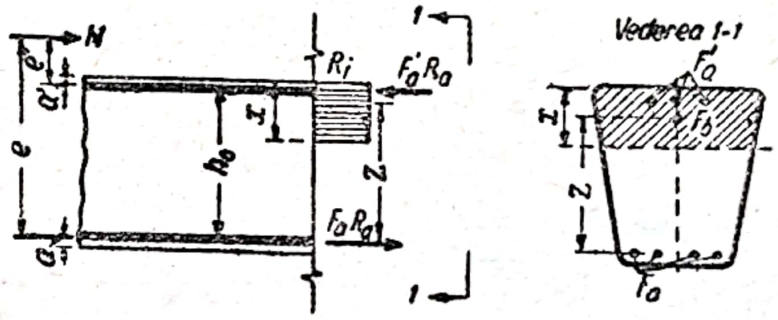

Fig. 14. Schema de solicitare a unui element comprimat excentric în starea limită pentru excentricități mari

Formulele de calcul se deduc din condițiile de echilibru și anume:

$$\sum X = 0; \; N - R_i F_b - R_a (F'_a - F_a) = 0$$

sau

$$N = R_i F_b + R_a (F'_a - F_a)$$

$$\sum M = 0; \; N_e - R_i F_b z - F'_a R_a (h_0 - a') = 0$$

sau

$$N \cdot e = R_i S_b + F'_a R_a (h_0 - a').$$

Poziția axei neutre se poate determina din ultima condiție, dar este preferabil ca aceasta să se stabilească din expresia momentelor în raport cu punctul de aplicație a forței N.

Din această condiție se obține:

$$R_i F_b (e - z) + F'_a R_a e' - F_a R_a e = 0.$$

Prin introducerea coeficientului condiţiilor de lucru m, formulele de calcul devin [1]:

$$N \leqslant m\,[R_t F_b + R_a (F'_a - F_a)] \qquad (2.43)$$

$$N \cdot e \leqslant m\,[R_t S_b + R_a F'_a (h_0 - a')] \qquad (2.44)$$

Poziţia axei neutre se determină din ecuaţia [2]:

$$R_t S_{bN} - m_a R_a (\pm F'_a e' + F_a e) = 0 \qquad (2.45)$$

Ca şi la încovoiere, înălţimea zonei comprimate trebue să satisfacă condiţia:

$$z \leqslant h_0 - a' \qquad (2.46)$$

b) **Cazul excentricităţilor mici.** (Cazul 2 de compresiune excentrică). In cazul excentricităţilor mici la compresiunea excentrică, armătura F_a (fig. 15), mai depărtată de punctul

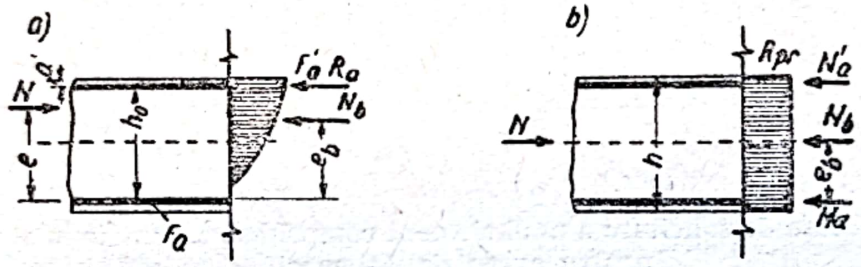

Fig. 15. Schema de solicitare a unui element comprimat excentric în starea limită: *a* — pentru excentricităţi mici; *b* — pentru compresiune centrică

de aplicaţie al efortului de compresiune N, poate fi întinsă sau comprimată slab. Când elementul ajunge la starea limită, eforturile unitare din această armătură nu ating rezistenţa de calcul R_a şi valoarea lor rămâne nedeterminată. In acest caz capacitatea portantă a elementului este determinată de rezistenţa zonei comprimate. Valoarea efortului limită se poate găsi folosind o lege foarte simplă, stabilită pe cale experimentală.

Conform acestei legi, pentru orice excentricitate din cazul al doilea de compresiune excentrică, se poate considera, cu o

---

[1]) In cazurile indicate la pag. 55, armăturii F_a i se introduce coeficientul condiţiilor de lucru m_a.

[2]) Semnul plus înaintea lui F'_a se ia când forţa N este aplicată între centrele de greutate ale armăturilor F'_a şi F_a; semnul minus se ia când forţa N este aplicată în afara limitelor distanţei dintre centrele de greutate ale armăturilor F'_a şi F_a.

exactitate suficientă pentru practică, că momentul efortului limită din betonul comprimat N_b (fig. 15 a), în raport cu armătura mai depărtată de forța N (F_a) nu depinde de excentricitate, având o valoare constantă și este egal cu momentul acestui efort pentru compresiune centrică (fig. 15 b).

Rezultă deci:

$$N_b e_b = \text{const.} = R_{pr} \cdot F_b \cdot \left(\frac{h}{2} - a\right) = R_{pr} \cdot S_0 \quad (2.47)$$

unde: S_0 — momentul static al secțiunii totale utile (excluzând stratul de acoperire (a) în raport cu armătura F_a.

Luând din nou suma momentelor tuturor forțelor față de armătura F_a și ținând seama de relația (2.47), se obține (fig. 15):

$$Ne = N_b e_b + F'_a R_a (h_0 - a') = R_{pr} \cdot S_0 + F'_a R_a (h_0 - a')$$

Introducând coeficientul condițiilor de lucru m se obține formula de calcul sub următoarea formă:

$$Ne \leqslant m\,[R_{pr} \cdot S_0 + R_a F'_a (h_0 - a')] \quad (2.48)$$

Din formula (2.48) se vede că ea nu depinde de secțiunea armăturii F_a, deaceea secțiunea armăturii F_a trebue numai să fie astfel încât să aibă loc într'adevăr cazul al doilea de compresiune excentrică, adică să fie satisfăcută condiția (2.53), în care valoarea S_b se stabilește cu formulele (2.43) și (2.44).

Pentru excentricități foarte mici ale forței longitudinale și pentru armătura nesimetrică $F'_a > F_a$ se poate întâmpla ca secțiunea armăturii F_a să fie insuficientă pentru asigurarea împotriva unei ruperi timpurii a secțiunii elementului în partea armăturii F_a.

Această situație se poate produce când, din cauza armăturii nesimetrice $F'_a > F_a$, centrul de greutate real al secțiunii este deplasat față de centrul de greutate geometric, iar excentricitatea față de centrul de greutate real își schimbă semnul. In acest caz armătura F_a este comprimată și cea mai solicitată.

Pentru evitarea acestei posibilități este necesar ca centrul de greutate al secțiunii să nu se afle în niciun caz mai sus decât punctul de aplicație al forței N (fig. 16). Cazul extrem ar fi cazul centrului de greutate căzând chiar în punctul de aplicație al forței N, deci cazul compresiunii centrice.

Scanned with OKEN Scanner

Din această condiție se va determina deci secțiunea minimă de armătură F_a (fig. 16). Suma momentelor tuturor forțelor în raport cu centrul de greutate al armăturii F'_a dă:

$$Ne' = R_{pr} \cdot S'_0 + F_a R_a (h_0 - a')$$

unde S'_0 — momentul static al secțiunii totale utile (fără stratul de acoperire a') față de armătura F'_a.

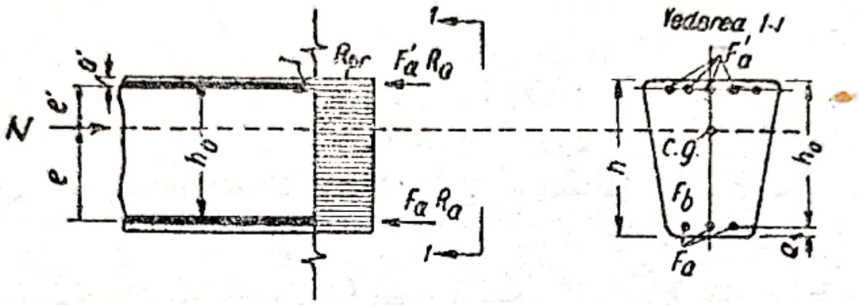

Fig. 16. Schema de solicitare a unui element comprimat excentric cu armătură nesimetrică, în cazul limită (compresiune centrică)

Introducând și coeficientul condițiilor de lucru m se găsește că secțiunea armăturii F_a trebue să satisfacă condiția:

$$F_a \geqslant \frac{\frac{Ne'}{m} - R_{pr} \cdot S'_0}{R_a (h_0 - a')} \qquad (2.49)$$

La secțiunile T cu placa așezată la marginea întinsă sau mai puțin comprimată a secțiunii, lățimea maximă de calcul a plăcii se stabilește din condiția (2.50):

$$S_{ot} \leqslant 0{,}55 \; bh_0^2 \qquad (2.50)$$

unde S_{ot} — momentul static al secțiunii T, ținând seama de lățimea de calcul a plăcii față de armătura F_a;
b — lățimea nervurii (grinzii).

c) **Limita între cazurile *1* și *2* de compresiune excentrică.** Limita între cazurile de compresiune excentrică este dată de valorile excentricităților pentru care formulele de calcul (2.44) și (2.48) dau aceleași valori ale efortului limită N.

Comparând formulele (2.44) și (2.48) rezultă imediat că aceasta are loc pentru:

$$R_i S_b = R_{pr} \cdot S_0 \quad \text{sau} \quad S_b = 0{,}8 \; S_0 \qquad (2.51)$$

deoarece

$$R_{pr} = 0{,}8\ R_i$$

Prin urmare, formulele primului caz de compresiune excentrică (cazul excentricităţilor mari) sunt valabile pentru:

$$S_b \leqslant 0{,}8\ S_0 \tag{2.52}$$

iar formulele cazului 2 (excentricităţii mici) pentru:

$$S_b > 0{,}8\ S_0 \tag{2.53}$$

d) **Elemente de secţiune dreptunghiulară.** Pentru elementele de secţiune dreptunghiulară, formulele iau următoarea formă:

Pentru primul caz de compresiune excentrică $\left(\text{pentru } \frac{x}{h_0} \leqslant 0{,}55\right)$:

$$N \leqslant m\ [R_i\ bx + R_a\ (F'_a - F_a)] \tag{2.54}$$

$$Ne \leqslant m \left[R_i\ bx \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_a F'_a (h_0 - a')\right] \tag{2.55}$$

In acest caz poziţia axei neutre se determină din ecuaţia:

$$R_i bx \left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) - R_a\ (\pm F'_a e' + F_a e) = 0 \tag{2.56}$$

Inălţimea zonei comprimate trebue să respecte condiţia

$$x \geqslant 2a'.$$

Pentru cazul 2 de compresiune excentrică $\left(\text{pentru } \frac{x}{h_0} > 0{,}55\right)$:

$$Ne \leqslant m\,[0{,}4\ R_i bh_0^2 + R_a F'_a\,(h_0 - a')] \tag{2.57}$$

In acest caz secţiunea armăturii F_a trebue să satisfacă condiţia

$$F_a \geqslant \frac{\frac{Ne'}{m} - 0{,}4\ R_i\ b\ (h'_0)^2}{R_a\ (h_0 - a')} \tag{2.58}$$

e) **Luarea în consideraţie a flambajului la compresiunea excentrică.** Flambajul elementelor comprimate excentric în

planul de acțiune al momentului încovoietor are ca efect mărirea excentricității forței axiale, datorită faptului că elementul se încovoaie sub sarcina axială.

Ca valoare a excentricității în starea limită se consideră valoarea excentricității inițiale $e_0 = \frac{M}{N}$, înmulțită cu un coeficient η, care introduce efectul flambajului.

Pentru coeficientul η în cazul elementelor de beton armat s'a stabilit, pe baza încercărilor făcute de ȚNIPS [1]) valoarea:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{4\,800\, R_i F}\left(\frac{l_0}{r}\right)^2} \qquad (2.59)$$

unde F — secțiunea elementului;
l_0 — lungimea de flambaj;
r — raza de girație a secțiunii.

Pentru elemente de secțiune dreptunghiulară coeficientul η capătă expresia:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{400\, R_i F}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} \qquad (2.60)$$

Pentru coeficienți de subțirime $\frac{l_0}{r} \leqslant 35$, calculul elementelor comprimate excentric se poate face fără a ține seama de sporirea excentricității forței longitudinale, datorită flambajului; pentru secțiunile dreptunghiulare, aceasta corespunde unui raport $\frac{l_0}{h} \leqslant 10$.

f) **Dimensionarea secțiunilor.** La dimensionarea secțiunilor dreptunghiulare ale elementelor comprimate excentric este necesar să se cunoască în ce caz de compresiune excentrică (excentricități mari sau mici) se găsește secțiunea respectivă.

In cazul secțiunilor armate simetric:

1. Secțiunea se găsește în primul caz (excentricități mari) dacă raportul $\frac{x}{h_0}$, calculat cu formulele primului caz de com-

---

[1]) *M. S. Borișanschi*, Studiul stâlpilor flexibili comprimați excentric, revista „Industria construcțiilor" Nr. 6/1938.

presiune excentrică, satisface condiția limită $\frac{x}{h_0} \leqslant 0{,}55$, adică dacă

$$\frac{x}{h_0} = \frac{N}{mR_i\, bh_0} \leqslant 0{,}55.$$

2. Secțiunea se găsește în cazul 2 (excentricități mici) dacă

$$\frac{x}{h_0} = \frac{N}{mR_i\, bh_0} > 0{,}55.$$

In primul caz, secțiunea necesară de armătură se determină cu formula (2.61) [1]:

$$F_a = F'_a = \frac{N}{m} \frac{e - h_0\left(1 - 0{,}5\,\frac{N}{R_i\, bh_0}\right)}{R_a\,(h_0 - a')} \qquad (2.61)$$

In cazul al doilea, secțiunea armăturii se determină cu formula (2.62):

$$F_a = F'_a = \frac{\frac{N}{m}\, e - 0{,}4\, R_i\, bh_0^2}{R_a\,(h_0 - a')} \qquad (2.62)$$

Dimensionarea secțiunilor se poate face fie cu formulele (2.61) și (2.62), fie folosind tabelele pentru calculul elementelor comprimate excentric după stadiul de rupere [2].

Când dimensionarea se face cu ajutorul tabelelor nu mai este necesar să se stabilească în ce caz se găsește secțiunea, deoarece tabelele sunt alcătuite pentru amândouă cazurile, care se succed în tabelă. In tabele se intră cu valorile:

$$n_l = \frac{N}{mR_i\, bh} \text{ și } \frac{e_0}{h} = \frac{M}{Nh},$$

iar în tabelă se găsesc valorile:

$$\alpha_1 = \alpha'_1 = \frac{F_a}{bh} \cdot \frac{R_a}{R_i} = \frac{F'_a}{bh} \cdot \frac{R_a}{R_i}.$$

---

[1]) In cazul când se introduce coeficientul condițiilor de lucru pentru armătura întinsă, secțiunea se calculează ca pentru armare nesimetrică.

[2]) Vezi „Instrucțiunile pentru calculul secțiunilor elementelor de construcții din beton armat" (I—123—49). Stroiizdat, 1950.

Exemplul 4. Pentru un element comprimat excentric, de secțiune dreptunghiulară, se cere să se dimensioneze secțiunea armăturii simetrice $F'_a = F_a$, dându-se:

$N_{calc} = 100$ t; $M_{calc} = 30$ tm; $h = 70$ cm; $b = 35$ cm;

$a = a' = 3{,}5$ cm; beton de marca 150; oțel de marca St$_3$

$$m = m_a = 1.$$

1. Se calculează $n_1 = \frac{100\,000}{80 \cdot 35 \cdot 70} = 0{,}508$ și

$$\delta_1 = \frac{3{,}5}{70} = 0{,}05.$$

2. Se calculează $\frac{e_0}{h} = \frac{M}{Nh} = \frac{30}{100 \cdot 0{,}7} = 0{,}428.$

3. Din tabela 26 din „Instrucțiuni" se găsește:

$$\alpha_1 = \alpha_1 = 0{,}106$$

$$F_a = F'_a = 0{,}106 \cdot \frac{80}{1\,600} \cdot 35.70 = 13 \text{ cm}^2.$$

Se pot lua $4 \varnothing 20 = 12{,}6$ cm².

Exemplul 5. Se cere să se verifice secțiunea din exemplul 4.

1. Se calculează $\frac{e_0}{h} = 0{,}428$ și

$$\alpha_1 = \alpha'_1 = \frac{12{,}6}{35 \times 70} \cdot \frac{1\,600}{80} = 0{,}103.$$

2. Din tabela 26 din „Instrucțiuni" [1]) se găsește $n_1 = 0{,}506$
3. Se calculează

$$N_{lim} = R_i\, bhn_1 = 80 \times 35 \times 70 \times 0{,}506 = 99\,000 \text{ kg} \approx N_{calc} = 100\,000 \text{ kg}.$$

La dimensionarea secțiunilor dreptunghiulare cu armătură nesimetrică este necesar să se cunoască în ce caz de compresiune excentrică se află secțiunea dată.

Acest lucru se poate stabili prin încercări; procedeul este însă greoi și nu este necesar.

---

[1]) Vezi „Instrucțiunile pentru calculul secțiunilor elementelor de construcții din beton armat", (I-123-49) Stroiizdat, 1950.

Practic, pentru dimensionarea secțiunilor este mai comod să se folosească următoarele date :

a) In cazul când excentricitatea relativă $\frac{e_0}{h_0} = \frac{M}{Nh_0} \geqslant 0{,}30$ se recomandă ca să se dimensioneze secțiunea intotdeauna cu formulele (2.63) și (2. 64), ca și cum am fi exact la limita între cazurile de compresiune excentrică, adică să se considere $\frac{x}{h_0} = 0{,}55$.

$$F'_a = \frac{\frac{N}{m} e - 0{,}4\, R_i\, bh_0^2}{R_a (h_0 - a')} \qquad (2.63)$$

și

$$F_a = \frac{0{,}55\, R_i\, bh_0 - \frac{N}{m}}{R_a} + F'_a \qquad (2.64)$$

Dacă aplicând formula (2.63) secțiunea armăturii F'_a rezultă mai mică decât minimul constructiv, atunci secțiunea acestei armături se ia constructiv și se repetă calculul, considerând secțiunea reală de armătură F'_a (v. mai jos).

Dacă aplicând formula (2.54), secțiunea armăturii F_a rezultă mai mică decât minimul constructiv sau chiar negativă, atunci secțiunea acestei armături se ia constructiv. Secțiunea armăturii F'_a, calculată cu formula (2.63), nu se mai modifică însă.

b) In cazul când excentricitatea relativă $\frac{e_0}{h_0} < 0{,}30$ se recomandă ca secțiunea să se dimensioneze cu formulele din cazul 2 de compresiune excentrică (excentricități mici).

In acest caz pentru $0{,}15 \leqslant \frac{e_0}{h_0} < 0{,}30$, secțiunea armăturii F'_a se calculează cu formula (2.63), iar secțiunea armăturii F_a se ia constructiv.

Pentru $\frac{e_0}{h_0} < 0{,}15$ secțiunea armăturii F'_a se calculează cu formula (2.63), iar secțiunea armăturii F_a se verifică suplimentar cu formula (2.65) :

$$F_a \geqslant \frac{\frac{N}{m} (h_0 - e - a') - 0{,}4\, R_i\, bh_0^2}{R_a (h_0 - a')} \qquad (2.65)$$

Dacă din această verificare secţiunea armăturii F_a rezultă mai mică decât minimul constructiv, sau chiar negativă, secţiunea acestei armături se ia constructiv; secţiunea armăturii F'_a nu se modifică prin aceasta în niciun fel.

c) Dacă secţiunea armăturii F'_a este dată sau este limitată de anumite condiţii, dimensionarea secţiunii se face la fel ca la calculul elementelor supuse la încovoiere simplă, în următorul mod:

Se stabileşte întâi momentul ΔM preluat de armătura comprimată şi de partea egală de armătură întinsă:

$$\Delta M = mR_a F'_a (h_0 - a') \qquad (2.66)$$

După aceea se stabileşte restul de moment cu formula (2.67):

$$M_b = Ne - \Delta M \qquad (2.67)$$

Apoi se calculează $A = \frac{Mb}{R_i\, bh_0^2}$, iar cu această valoare A se calculează γ fie din tabela 14 sau 14 *b*, fie cu formula:

$$\gamma = 0{,}5\ (1 + \sqrt{1 - 2A}) \leqslant 1 - \frac{a'}{h_0}.$$

Secţiunea armăturii F_a se determină cu formula (2.68):

$$F_a = \frac{M_b}{m\gamma\, h_0\, R_a} - \frac{N}{mR_a} + F'_a. \qquad (2.68)$$

Dacă valoarea obţinută $A > 0{,}4$, secţiunea armăturii F'_a este insuficientă şi trebue mărită în mod corespunzător.

Dacă valoarea obţinută $\gamma > 1 - \frac{a'}{h_0}$, secţiunea armăturii F_a se determină cu formula (2.69):

$$F_a = \left(\frac{e}{h_0 - a'} - 1\right) \frac{N}{mR_a} \qquad (2.69)$$

7. *Elemente întinse excentric*

a) **Cazul excentricităţilor mari.** Dacă forţa longitudinală se aplică în afara distanţei dintre centrele de greutate ale armăturilor F_a şi F'_a (fig. 17), caracteristicile stării limită sunt analoage primului caz de compresiune excentrică şi anume rezistenţele din zona comprimată a betonului se consideră

uniforme pe toată înălțimea zonei și egale cu R_i, iar rezistențele din armături (atât din cea întinsă cât și din cea comprimată) se consideră egale cu rezistența de calcul R_a.

Formulele de calcul se obțin din condițiile de echilibru:

$$\sum X = 0; \; -N - R_i F_b - R_a (F'_a - F_a) = 0$$

sau

$$N = R_a (F_a - F'_a) - R_i F_b$$

$$\sum M = 0; \; Ne - R_i F_b z - F'_a R_a (h_0 - a') = 0$$

sau

$$Ne = R_i S_b + F'_a R_a (h_0 - a')$$

Poziția axei neutre se determină de preferință pornind dela ecuația momentelor față de punctul de aplicație al forței N.

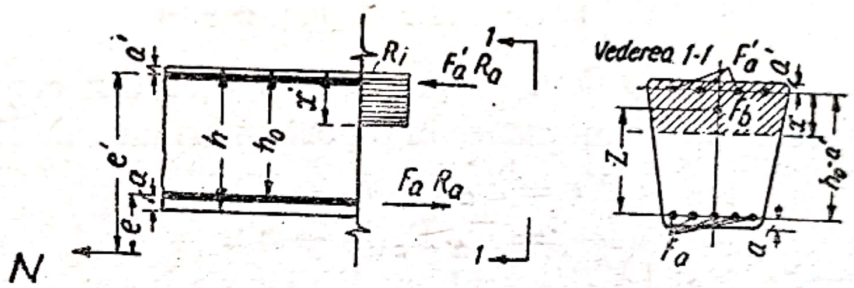

Fig. 17. Schema de solicitare a unui element întins excentric, în starea limită, în cazul excentricităților mari

Din această ecuație se obține:

$$R_i F_b (e + z) + F'_a R_a e' - F_a R_a e = 0.$$

Introducând și coeficientul condițiilor de lucru m formulele de calcul capătă următoarea formă:

$$N \leqslant m [R_a (F_a - F'_a) - R_i F_b] \qquad (2.70)$$

$$Ne \leqslant m [R_i S_b + R_a F'_a (h_0 - a')] \qquad (2.71)$$

Poziția axei neutre se stabilește din condiția:

$$R_i S_{bN} - R_a (F_a e - F'_a e') = 0 \qquad (2.72)$$

Înălțimea zonei comprimate trebue să satisfacă, la fel ca în cazul compresiunii excentrice cu excentricități mari, condițiile:

$$z \leqslant h_0 - a' \qquad (2.73)$$

$$S_b \leqslant 0{,}8 \; S_0 \qquad (2.74)$$

b) **Cazul excentricităţilor mici.** Dacă forţa longitudinală N se aplică între centrele de greutate ale armăturilor F'_a şi F_a, (fig. 18), atunci, în starea limită, betonul se consideră că nu mai lucrează şi toate eforturile sunt preluate de armătură.

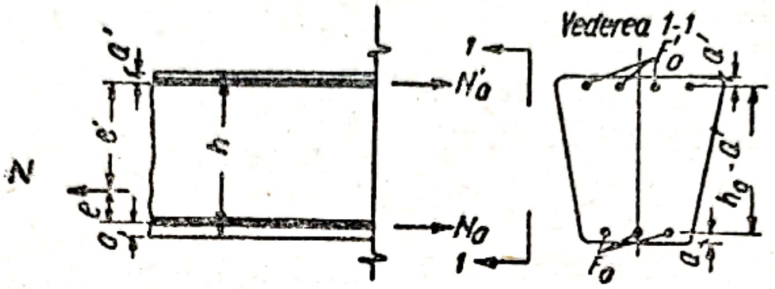

Fig. 18. Schema de solicitare a unui element întins excentric, în starea limită, în cazul excentricităţilor mici

Formulele de calcul se pot obţine uşor din ecuaţiile de echilibru (ecuaţiile de momente în raport cu armăturile F_a şi F'_a):

$$Ne = F'_a R_a (h_0 - a')$$
$$Ne' = F_a R_a (h_0 - a').$$

Introducând coeficientul condiţiilor de lucru, formula de calcul capătă următoarea formă:

$$N \leqslant \frac{mF'_a R_a (h_0 - a')}{e} \leqslant \frac{mF_a R_a (h_0 - a')}{e'} \qquad (2.75)$$

8. *Comparaţie între calculul după starea limită şi calculul după stadiul de rupere*

Pentru o comparare a rezultatelor calculului după starea limită şi după eforturile de rupere (după N şi $TU - 3 - 48$) se verifică prin metoda eforturilor de rupere valorile coeficienţilor unici de siguranţă pentru elemente de construcţii din beton armat dimensionate după starea limită.

Valorile teoretice ale coeficienţilor de siguranţă calculaţi prin metoda eforturilor de rupere pot fi uşor obţinute prin egalarea valorilor eforturilor admisibile pentru o sarcină de exploatare sau normată, calculate prin ambele metode.

Aşa, de exemplu, pentru elemente încovoiate de secţiune dreptunghiulară simplu armate, coeficientul de siguranţă de mai sus se poate calcula cu formula:

$$k = \frac{n}{m} \frac{\sigma_c (1 - 0{,}5\,\alpha)}{R_a^n k_a \left(1 - 0{,}5\,\alpha^n \frac{k_a}{k_b}\right)} \qquad (2.76)$$

unde n — coeficientul mediu de supraîncărcare pentru toate sarcinile considerate în calcul şi egal cu raportul dintre momentul încovoietor de calcul şi momentul din sarcina normată;

m — coeficientul condiţiilor de lucru;

k_a — coeficientul de omogeneitate al armăturii;

k_b — coeficientul de omogeneitate al betonului;

σ_c — limita de curgere de calcul a armăturii după N şi $TU - 3 - 48$;

R_a^n — rezistenţa normată a armăturii

R_i — rezistenţa limită de calcul a betonului după N şi $TU - 3 - 48$

R_i^n — rezistenţa limită normată a betonului

$$\alpha = \frac{F_a \sigma_c}{R_i b h_0}; \quad \alpha^n = \frac{F_a R_a^n}{R_i^n b h_0}.$$

Formule analoage se pot obţine şi pentru alte cazuri de calcul (cazul armării duble, al compresiunii centrice şi excentrice

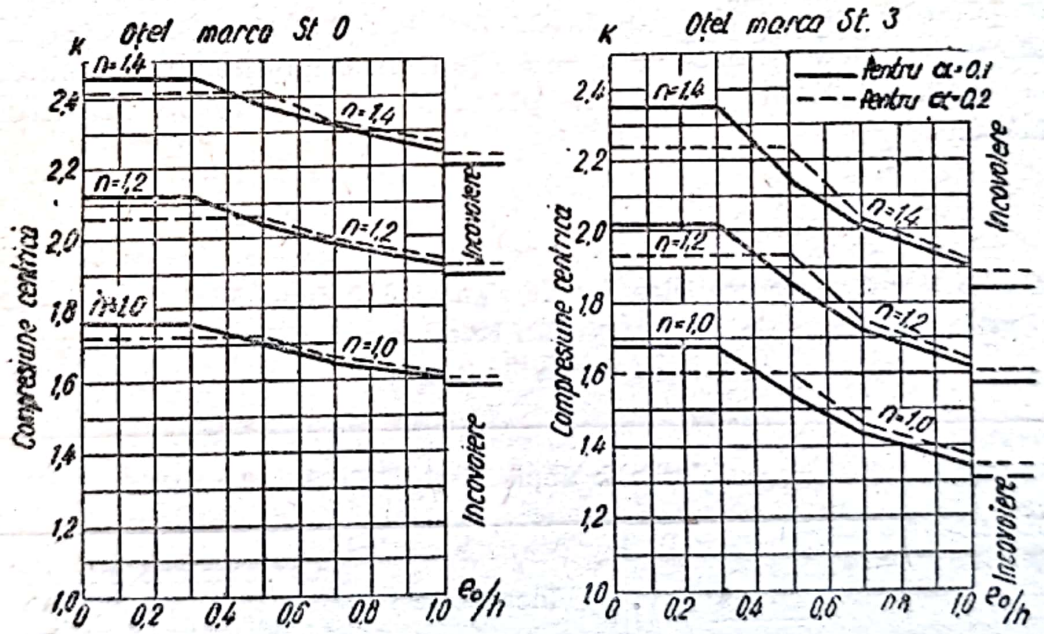

Fig. 19. Grafice cu coeficienţii convenţionali de siguranţă k, calculaţi pentru elemente dimensionate după starea limită

n = coeficientul de supraîncărcare

$$\alpha = \frac{F_a}{bh_0} \cdot \frac{\sigma_c}{R_i}$$

unde σ_c şi R_i sunt după N şi $TU - 3 - 48$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{M}{N_h}; \; k_b = 0{,}55$$

etc.). Ele nu sunt date în lucrarea prezentă din cauza lipsei de spaţiu.

Pe baza acestor formule s'au alcătuit grafice (fig. 19), în care coeficienţii condiţiilor de lucru s'au considerat egali cu unitatea.

Graficele sunt alcătuite pentru excentricităţi relative $\frac{e_0}{h}$ variind dela 0 până la unitate. Valorile extreme ale coeficienţilor de siguranţă de pe grafice corespund cazurilor compresiunii centrice $\left(\frac{e_0}{h} = 0\right)$ şi încovoierii simple $\left(\frac{e_0}{h} = \infty\right)$; după cum rezultă din grafice, dela excentricităţi $\frac{e_0}{h} > 1$ valorile coeficienţilor de siguranţă mai variază puţin până la valorile coeficienţilor de siguranţă la încovoiere simplă.

Pentru cazurile obişnuite, coeficientul mediu de supraîncărcare pentru toate sarcinile care se iau în considerare la calcul (permanente şi utile) poate varia în limitele dela 1,1 (în cazul lipsei sarcinii utile) până la 1,3 (în cazul când sarcina utilă predomină). Corespunzător acestor valori, coeficienţii de siguranţă după N şi $TU - 3 - 48$ pentru elemente dimensionate după starea limită, pot varia practic între limitele arătate în tabela 16.

Tabela 16

Valorile teoretice ale coeficienţilor de siguranţă k după N şi $TU-3-48$ pentru elemente de construcţii din beton armat, dimensionate după starea limită

Marca oţelului	Valorile k după N şi $TU-3-48$ pentru		
	Compresiune centrică	Incovoiere	Compresiune excentrică $\left(\text{în funcţie de } \frac{e_0}{h}\right)$
St0 . . .	1,90...2,30	1,75...2,10	1,75...2,30
St3 . . .	1,80...2,15	1,50...1,75	1,50...2,15

Datele de mai sus arată că metoda de calcul după starea limită rezolvă o serie de probleme care înainte nu fuseseră

soluționate în mod satisfăcător. Astfel, de exemplu, introducerea în calcul a unor coeficienți de supraîncărcare diferiți pentru sarcinile permanente și utile permite să se ia în considerare creșterea excentricității forței axiale în starea limită, în comparație cu cea din stadiul exploatării normale a construcției. Introducerea de coeficienți de supraîncărcare diferiți pentru sarcinile permanente și utile duce la rezultatul că valoarea coeficientului convențional de siguranță, determinat prin metoda din *N* și *TU* — 3 — 48, este cu atât mai mare cu cât este mai mare probabilitatea supraîncărcării, adică cu cât este mai mare raportul dintre sarcina utilă și permanentă.

Deoarece coeficientul de omogeneitate al betonului este mai mic decât coeficientul de omogeneitate al armăturii, valorile coeficientului de siguranță, calculate prin metoda din *N* și *TU* — 3 — 48, variază în funcție de valoarea excentricității. Pentru elementele a căror capacitate portantă depinde în special de rezistența armăturii (încovoiere simplă și compresiune excentrică cu excentricități mari), coeficienții de siguranță după metoda din *N* și *TU* — 3 — 48 se obțin mai mici decât pentru elementele a căror capacitate portantă depinde în special de rezistența betonului (compresiune centrică, compresiune excentrică cu excentricități mici).

In sfârșit, introducerea în calcul a unei rezistențe normate și a unei rezistențe de calcul sporite pentru armătura din oțel de marca St3, în comparație cu oțelul de marca St0, permite, în cazul utilizării oțelului St3, o economie de metal.

In medie, coeficienții de siguranță obținuți prin metoda din *N* și *TU* — 3 — 48, în cazul utilizării oțelului de marca St0, sunt apropiați de cei din aceste norme.

In afară de determinarea valorilor teoretice ale coeficienților de siguranță pentru diferitele elemente de construcții, calculate după starea limită, o serie de institute (KTIS, Promstroiproiect, Gorstroiproiect, Teploelectroproiect) au făcut pentru unele construcții calcule de verificare comparative a acestor construcții, după *N* și *TU* — 3 — 48 și după stările limită.

Calculele de verificare s'au făcut păstrând neschimbate secțiunile de beton în calculul după *N* și *TU* — 3 — 48 și după stările limită și schimbând numai secțiunea de armătură.

Raportul mediu între secțiunea de armătură de rezistență, calculată după starea limită și secțiunea de armătură, calculată după *N* și *TU* — 3 — 48, este dat în tabela 17.

Scanned with OKEN Scanner

Tabela 17

Raportul între secţiunea de armătură de rezistenţă calculată după starea limită şi secţiunea de armătură calculată după *N* şi *TU — 3 — 48*

Nr. crt.	Natura elementelor de construcţii	Pentru armătură din oţel de marca	
		St0	St3
1	Stâlpii clădirilor industriale cu un singur etaj	0,87...1,00	0,75...0,9
2	Stâlpii clădirilor etajate	0,92...1,01	0,8 ...0,95
3	Grinzi de rulare	0,97...1,02	0,8 ...0,94
4	Plăcile şi grinzile planşeelor	0,92...1,03	0,83...1,0
5	Construcţii speciale	—	0,82...1,2

Prin urmare, consumul de armătură, în cazul utilizării oţelului de marca St0, este în medie cu câteva procente mai mic decât cel după *N* şi *TU* — 3 — 48. In cazul utilizării armăturii din oţel de marca St3 consumul de armătură se reduce mai mult.

Aceasta se datoreşte faptului că valoarea minimă a limitei de curgere pentru oţelul de marca St3 este mai mare (circa 21 kg/mm²) decât pentru oţelul de marca St0 (circa 16 kg/mm²), în timp ce după *N* şi *TU* — 3 — 48 limita de curgere de calcul pentru oţelurile de mărcile St0 şi St3 se consideră egală

IV. Calculul elementelor de construcţii de beton armat pe baza deformaţiilor limită

După cum s'a arătat, deformaţiile elementelor la care nu se admit fisuri în zona întinsă, în timpul exploatării lor, se determină considerând secţiunile lucrând în întregime, valorile modulului de elasticitate al betonului putându-se lua după tabela 9. In astfel de cazuri determinarea deformaţiilor nu prezintă niciun fel de dificultăţi şi nu necesită explicaţii speciale.

Deformaţiile elementelor la care se admit fisuri în zona întinsă, în timpul exploatării, trebue să fie determinate, ţinând seama de aceste fisuri.

Să analizăm pe scurt procedeul pentru determinarea deformaţiilor de încovoiere, propus de prof. V. I. Muraşov [1]).

---

[1]) *V. I. Muraşov*, Articolul din revista „Industria construcţiilor", Nr. 11, 1940. *I. M. Nemirovschi*, articolul din revista „Industria construcţiilor" nr. 10, 1949.

La calculul deformațiilor se pornește dela următoarele ipoteze :

1. Betonul din zona întinsă, situat în porțiunile dintre fisuri, lucrează la încovoiere ; în acest caz, rezistențele de întindere din beton variază de la maximum (la mijlocul distanțelor între două fisuri succesive) până la zero (în punctele unde sunt fisuri).

2. Deformațiile relative medii ale fiecărei porțiuni a elementului între două fisuri succesive variază liniar pe înălțimea secțiunii.

3. Deformațiile plastice ale betonului din zona comprimată se iau în considerație prin introducerea în calcul a așa numitului modul elastico-plastic, $E_b' = E_b\ (1 - \lambda)$, unde λ = raportul dintre partea plastică a deformației betonului comprimat și deformația lui totală.

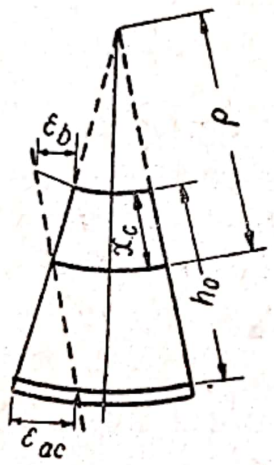

Fig. 20. Schema deformării din încovoiere

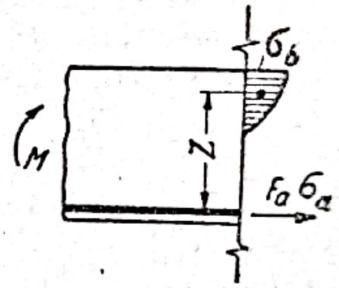

Fig. 21.

Pe baza ipotezelor de mai sus, expresia curburii fibrei medii a elementului poate fi scrisă în modul următor (fig. 20) :

$$\nu'' = \frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_b}{x_m} = \frac{\varepsilon_{ac}}{h_o - x_m} = \frac{\sigma_{am}}{E_a(h_o - x_m)} = \frac{\psi\sigma_a}{E_a(h_o - x_m)} \qquad (2.77)$$

unde σ_{am} — rezistența medie în armătura întinsă pe porțiunea dintre două fisuri succesive ;

σ_a — rezistența în armătura întinsă în secțiunea fisurată ;

ψ — coeficient care ține seamă de influența betonului întins asupra valorii lungirii specifice a armăturii ;

x_m — înălțimea medie a zonei comprimate pe porțiunea dintre două fisuri succesive.

Inlocuind valoarea σ_a cu expresia ei în funcție de momentul încovoietor M (fig. 21) se obține:

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a z} \tag{2.78}$$

și

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\psi M}{F_a E_a z\ (h_o - x_m)} = \frac{M}{B}$$

unde B — rigiditatea medie a elementului pe porțiunea dintre fisuri.

Valoarea lui z pentru secțiuni dreptunghiulare simplu armate se poate lua, cu suficientă exactitate, egală cu:

$$z = h_o - 0{,}5\ x_m$$

așa cum rezultă considerând o diagramă de rezistențe dreptunghiulară.

Cum deformațiile elementelor se calculează pentru sarcina normată (considerând coeficientul de supraîncărcare egal cu unitatea), rezistențele din betonul comprimat și din armătura întinsă nu vor atinge rezistențele de calcul, adică:

$$\sigma_b < R_i \text{ și } \sigma_a < R_a$$

Atunci înălțimea medie a zonei comprimate pe porțiunea dintre fisuri se poate determina cu ajutorul formulei:

$$\frac{x_m}{h_o} = -\frac{\alpha}{2} + \sqrt{\frac{\alpha^2}{4} + \alpha} \tag{2.79}$$

unde:

$$\alpha = \frac{F_a}{bh_o} \cdot \frac{E_a}{E_b \psi (1-\lambda)}$$

Pe baza datelor experimentale se pot lua următoarele valori pentru ψ și $1 - \lambda$:

1. Pentru încărcarea permanentă, produsul $\psi(1 - \lambda)$ se ia egal cu 1/3.

Valoarea lui ψ variază în funcție de o serie de factori, însă principalii factori sunt: rezistența σ_a din armătură în secțiunea cu fisură și cantitatea α. Cu cât rezistența σ_a și cantitatea α sunt mai mari, cu atât coeficientul ψ este mai apropiat de unitate.

2. Pentru încărcări mobile se ia $\psi = 1$.

Pentru determinarea deformațiilor elementului (săgeți, unghiuri de rotire etc.), este necesar să se cunoască legea

de variație a curburii $\frac{1}{\rho}$ sau a rigidității B în lungul elementului, pentru diferite scheme de încărcare.

Din cercetările candidatului în științe tehnice I. M. Nemirovschi, rezultă că rigiditatea mare a porțiunilor mai puțin solicitate ale elementului (porțiunile cu momente încovoietoare mici) influențează puțin valoarea deformațiilor maxime. Deaceea, la determinarea deformațiilor maxime, se poate considera că rigiditatea momentului este constantă pe lungimea fiecărei porțiuni din diagrama momentelor, pe care momentul este de acelaș semn. Această rigiditate trebue să se calculeze în secțiunea cu moment încovoietor maxim.

Tabela 18

Valorile săgeților limită pentru elementele de beton armat supuse la încovoiere

Nr. crt.	Denumirea elementelor	Valoarea săgeții limită
1	Pentru grinzile de rulare la macarale manuale . . .	$\frac{1}{500}\,l$
2	Idem, la macarale electrice	$\frac{1}{600}\,l$
3	Pentru grinzile principale ale planșeelor circulate . .	$\frac{1}{400}\,l$
4	Idem, pentru grinzile secundare și plăci	$\frac{1}{250}\,l$
5	Pentru elementele planșeelor de pod	$\frac{1}{250}\,l$

In mod practic, dacă procentele de armare ale armăturii întinse în secțiunile cu momentele pozitive și negative maxime diferă între ele cu cel mult 30%, rigiditatea tuturor porțiunilor respective din diagrama de momente se poate considera egală.

Până în prezent, valorile deformațiilor limită pentru elemente de construcții din beton armat s'au putut stabili numai pe baza experienței de proiectare și exploatare a clădirilor și construcțiilor. Valorile limită ale săgeților pentru elemente încovoiate pot fi luate din tabela 18.

Când elementele planșeelor intermediare sunt tencuite, săgeata limită a acestora numai din sarcina utilă se poate lua egală cu $\frac{1}{350}\,l$.

V. Calculul elementelor de construcții din beton armat la formarea fisurilor sau după deschiderea lor limită

Calculul la formarea fisurilor este necesar pentru elementele de construcții întinse, care se găsesc sub presiunea lichidelor.

La baza calculului la formarea fisurilor stă ipoteza că, până în momentul formării fisurilor în betonul întins, armătura și betonul lucrează pe toată lungimea elementului, împreună, și adeziunea între ele nu se distruge. De aici rezultă că deformațiile betonului întins și ale armăturii sunt egale în fiecare punct al elementului.

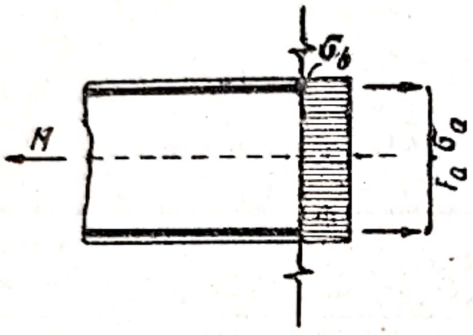

Fig. 22. Schema de solicitare a unui element supus la întindere centrică

Pentru întinderea centrică, din condiția de echilibru, se obține (fig. 22):

$$-N + \sigma_b F_b + \sigma_a F_a = 0$$

sau:

$$N = F_b \sigma_b + F_a \sigma_a$$

In starea limită, rezistențele din betonul întins sunt egale cu rezistența de calcul la întindere R_t, iar rezistențele din armătură se determină din condiția egalității deformațiilor la întindere ale betonului ε_{bt} și armăturii ε_a;

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_a \text{ sau } \varepsilon_{bt} = \frac{\sigma_s}{E_a}$$

De aici, se obține:

$$N = F_b R_t + F_a E_a \varepsilon_{bt}$$

Introducând coeficientul condițiilor de lucru m se obține formula de calcul sub următoarea formă:

$$N \leqslant m R_t \cdot F_b \left(1 + \frac{\varepsilon_{bt} E_a}{R_t} \cdot \frac{F_a}{F_b}\right) \qquad (2.80)$$

Raportul $\frac{R_t}{\varepsilon_{bt}}$, reprezentând modulul convențional de elasticitate al betonului la întindere, în formula (2.80), se poate lua, cu suficientă exactitate pentru practică, egal cu 0,5 E_b, unde E_b este valoarea de calcul a modulului de elasticitate al betonului la compresiune și se ia din tabela 10.

In acest caz, formula de calcul devine:

$$N \leqslant m R_t F_b \left(1 + 2 \frac{E_a}{E_b} \cdot \frac{F_a}{F_b}\right) \qquad (2.81)$$

Coeficientul condițiilor de lucru m în formula (2.81) se ia egal cu 1,7.

Aceasta se poate explica prin faptul că acest calcul al elementelor la formarea fisurilor este convențional. In realitate, se pare că fisurile, în astfel de elemente, pot fi lăsate să apară și ar fi trebuit ca aceste construcții să se calculeze numai după deschiderea limită a fisurilor. Totuși, având în vedere că până în prezent nu a fost încă determinată valoarea deschiderii admisibile a fisurilor, astfel ca lichidele să nu se scurgă prin aceste fisuri, deocamdată trebue să ne menținem la calculul la formarea fisurilor, care asigură gradul de impermeabilitate necesar al construcțiilor față de lichide.

Calculul după deschiderea limită a fisurilor este necesar pentru elementele care lucrează la întindere, încovoiere și compresiune excentrică, în cazurile arătate în capitolul I.

După cum arată încercările și studiile teoretice, lățimea deschiderii fisurilor depinde de o serie de factori, de exemplu, procentul de armare, diametrul armăturii, valorile rezistențelor în armături etc. [1]).

Lățimea deschiderii fisurilor, pentru un beton de marcă dată, este cu atât mai mare cu cât sunt mai mari rezistențele din armătura întinsă în secțiunea de fisurare, cu cât este mai mare raportul dintre secțiunea armăturii și perimetrul ei și cu cât este mai mic procentul de armare.

Astfel, de exemplu, lățimea deschiderii fisurilor la întindere centrică se poate stabili prin următoarea formulă:

$$a_f = \psi_f \cdot \frac{\sigma_a}{\varepsilon_a} \cdot \frac{\tau}{\mu_1} \frac{R_t}{\omega' \tau} \qquad (2.82)$$

unde σ_a — rezistența în armătură în secțiunea de fisurare;

μ — raportul dintre secțiunea armăturii și perimetrul ei;

τ — rezistența de adeziune între armătură și beton;

ω — un coeficient care ține seama de legea de distribuție a rezistențelor τ în secțiune;

ψ_f — un coeficient care ține seama de influența betonului dintre fisuri asupra lățimii deschiderii lor.

$$\mu_1 = \frac{F_a}{F_b}$$

---

[1]) *V. I. Murașov*, Articolul din revista „Industria construcțiilor", Nr. 10, 1940.

inv. 160772

Scanned with OKEN Scanner

Coeficientul ψ_f poate fi determinat cu formula:

$$\psi_f = 1 - \frac{2}{3}\left(\frac{n_l R_l}{\sigma_a}\right)^2 \left(\frac{1+\alpha_1}{\alpha_1}\right)^2 \qquad (2.83)$$

unde:

$$n_l \approx 2\,\frac{E_a}{E_b}\,; \quad \alpha_1 \approx 2\,\mu_1 \frac{E_a}{E_b}$$

Pentru încărcări repetate, ψ_f se consideră egal cu unitatea.

Coeficientul $\frac{R_l}{\omega'\tau}$ din formula (2.83) se poate considera:

— pentru armături din bare rotunde, egal cu 1;
— pentru armături cu profil periodic, egal cu 0,8.

Când calculul deschiderii fisurilor se face sub sarcina normată (considerând coeficientul de supraîncărcare egal cu 1), rezistența σ_a se poate considera după formula:

$$\sigma_a = \frac{R_a}{n} \qquad (2.84)$$

unde n — media ponderată a coeficienților de supraîncărcare pentru toate sarcinile care acționează asupra elementului.

In mod analog se determină lățimea deschiderii fisurilor la încovoiere, compresiune excentrică, etc.

Deschiderea limită a fisurilor se poate considera egală cu 0,2 mm pentru toate cazurile, cu excepția construcțiilor care se găsesc în condițiile unui mediu agresiv sau sub presiunea lichidelor.

In ultimul caz, lățimea limită a deschiderii fisurilor se ia în funcție de caracterul mediului agresiv și al valorii presiunii lichidelor, însă cel mult 0,2 mm.

Scanned with OKEN Scanner

PARTEA A III-A

CALCULUL CONSTRUCȚIILOR DE ZIDĂRIE DUPĂ STĂRILE LIMITĂ

I. Principiile generale ale calculului elementelor de construcții din zidărie după stările limită

Calculul construcțiilor de zidărie s'a perfecționat simțitor datorită lucrărilor ȚNIPS-ului efectuate în ultimii 15 ani. Metodele de calcul noi, bazate pe rezultatele cercetărilor experimentale, permit să se țină seama de proprietățile specifice ale zidăriilor, care diferă simțitor de materialele ideale pentru care au fost stabilite formulele de calcul din Rezistența materialelor.

In OST 90038—39, „Norme și prescripții tehnice pentru proiectarea construcțiilor de zidărie", la determinarea capacității portante a secțiunilor, se luau deja în considerare rezultatele lucrărilor experimentale ale ȚNIPS-ului, care arătau că, în multe cazuri, formulele de calcul din Rezistența materialelor nu corespund realității și duc la utilizarea nerațională a materialelor. Astfel, de exemplu, pentru starea de solicitare cea mai des întâlnită la construcțiile de zidărie — compresiunea excentrică — capacitatea portantă a secțiunii, stabilită prin formulele rezistenței materialelor, pentru excentricități mari ale forței normale, era mai mică de două și chiar de mai multe ori decât cea rezultată din încercări. In OST 90038—39, particularitățile specifice ale zidăriilor apăreau prin introducerea unor coeficienți de corecție în formulele din Rezistența materialelor. In multe cazuri, valorile coeficienților de corecție erau atât de mari, încât menținerea formulelor de calcul din Rezis-

tența materialelor nu mai avea rost deoarece, după cum se vede, acestea nu puteau reflecta proprietățile reale ale zidăriilor.

In „Indicațiile pentru utilizarea și proiectarea construcțiilor de zidărie și de cărămizi armate în condiții de război" (U—57—43 Narcomstroi) s'a adoptat, prin analogie cu calculul construcțiilor de beton și beton armat, noua metodă de calcul după sarcinile de rupere.

Calculul construcțiilor de zidărie, beton și beton armat, la sarcinile de rupere, se baza pe aceleași principii, iar valorile eforturilor care rezultau din formulele de calcul scoteau în evidență în mod clar coeficientul de siguranță al secțiunii.

Metoda de calcul după stările limită constitue un nou pas înainte în teoria construcțiilor; această metodă crează posibilitatea unei proiectări mai economice a construcțiilor, ținând seama de proprietățile reale ale materialelor utilizate și de condițiile de exploatare ale construcțiilor.

Calculul după stările limită consideră posibilitatea apariției a trei stări limită care limitează exploatarea normală a construcțiilor:

a) După capacitatea portantă (rezistența sau stabilitatea).
b) După deformații.
c) După formarea sau deschiderea prea mare a fisurilor.

Starea limită după capacitatea portantă apare când construcția pierde capacitatea de a rezista la acțiunea forțelor exterioare. Toate construcțiile portante de zidărie trebue verificate în această stare limită.

Formula de calcul care caracterizează starea limită după capacitatea portantă trebue să exprime condiția ca efortul maxim posibil, care solicită elementul, să fie mai mic decât capacitatea lui portantă minimă. La calculul după sarcinile de rupere, formula de calcul exprima o condiție analoagă. Totuși, neajunsul ei fundamental constă în coeficientul de siguranță unic (k_s) care trebue să conțină într'o cifră unică variațiile posibile ale caracteristicilor de rezistență ale materialelor dela valorile lor medii normate, abaterile posibile ale solicitărilor exterioare reale dela cele normate și, în sfârșit, în unele cazuri, condițiile specifice de lucru ale construcțiilor, care influențează capacitatea lor portantă (de exemplu, mediul umed pentru blocurile de beton și ipsos etc.).

Noua metodă de calcul pe baza stărilor limită prevede: înlocuirea coeficientului unic de siguranță (k_s) cu trei coeficienți independenți: primul, care depinde de variațiile posibile ale sarcinilor dela valorile lor medii de exploatare (coeficientul de supraîncărcare „n"), al doilea, care depinde de variațiile

posibile ale caracteristicilor de rezistență ale materialelor dela valorile medii stabilite prin încercările pe baza metodelor standard (coeficientul de omogeneitate „k") și al treilea, care ține seama de reducerea posibilă a capacității portante a secțiunii, datorită unor proprietăți specifice ale materialului utilizat sau condițiilor de lucru (coeficientul condițiilor de lucru „m"), de exemplu, reducerea rezistenței blocurilor de beton și ipsos în mediu umed, variațiile mari posibile ale capacității portante a secțiunilor mici datorite factorilor accidentali etc.

Introducerea acestor trei coeficienți independenți dă posibilitatea unei dimensionări mai elastice a secțiunilor. Intr'o serie de cazuri, de exemplu, o determinare justă a capacității portante a secțiunii de zidărie nu se poate obține cu coeficientul de siguranță unic. Ca exemplu se poate da calculul secțiunilor comprimate excentric, pentru excentricități ale forței axiale $e_0 > 0{,}5\ y$. Acest caz se întâlnește des la dimensionarea zidurilor și stâlpilor clădirilor industriale, coșurilor de fum, la zidurile de sprijin etc.

După $U-57-43$, verificarea secțiunilor se făcea cu formula:

$$N_r = k_s N = \frac{RF\varphi'\gamma}{1+\frac{e_0}{d-y}} \qquad 3.1)$$

unde $\gamma = 2\left(1-\frac{e_0}{y}\right)$

N_r — forța de rupere;
k_s — coeficientul de siguranță;
N — forța axială de exploatare;
R — rezistența limită la compresiune a zidăriei;
φ' — coeficientul de flambaj, determinat ținând seama de deschiderea fisurilor din zona întinsă;
e_0 — excentricitatea forței axiale în raport cu centrul de greutate al secțiunii;
y — distanța dela centrul de greutate al secțiunii până la latura comprimată.

Secțiunea se considera suficientă dacă raportul între forța de rupere și forța de exploatare era mai mare decât coeficientul de siguranță necesar $ks \leqslant \frac{N_r}{N}$. Aceasta revine la a presupune că starea limită se atinge prin creșterea forței axiale N, care acționează asupra secțiunii cu excentricitatea e_0, de k_s ori. Valoarea forței de exploatare N se determină pentru ipo-

Scanned with OKEN Scanner

teza cea mai defavorabilă de suprapunere a forțelor orizontale și verticale (vântul, împingerea materialelor pulverulente,etc.).Prin urmare, excentricitatea forței axiale (longitudinale) se consideră aceeaș, atât la forțele de exploatare, cât și în stadiul de rupere.

Ipoteza că forțele verticale și orizontale cresc de același număr de ori nu este în general justă, deoarece deseori forțele verticale sunt date de greutatea proprie a construcției, care diferă puțin de valorile medii, iar sarcinile orizontale, a căror determinare poate fi mai puțin exactă, pot varia mult mai mult față de valorile medii. In concluzie, excentricitatea forței axiale în starea limită poate fi mai mare decât valoarea ei sub forțele de exploatare. In unele cazuri, valoarea excentricității poate crește atât de mult încât stabilitatea secțiunii nu mai este asigurată, datorită formării fisurilor din zona întinsă.

Incercarea de a păstra un coeficient unic k_s și de a determina excentricitatea maximă în ipoteza că forța axială își păstrează valoarea, iar numai forțele orizontale cresc de k_s ori, duce la cealaltă extremă, deoarece acest caz este nereal. Coeficientul k_s trebue să oglindească nu numai posibilitatea de variație a forțelor dela valorile lor medii, dar și variațiile posibile ale caracteristicilor de rezistență ale zidăriei dela valorile lor medii, deasemeni condițiile de lucru ale construcției sau ale materialului (de exemplu, o valoare majorată pentru coeficientul k_s în cazul blocurilor de beton executate rudimentar etc.), care nu influențează asupra valorilor forțelor. Deaceea, pentru determinarea valorii la limită a lui e_0, trebue să se țină seama de creșterea posibilă a forțelor orizontale în comparație cu valorile lor medii (coeficientul de supraîncărcare).

Metoda de calcul după stările limită elimină aceste contradicții. Pentru determinarea valorii la limită a lui e_0, aici se ține seama numai de creșterea posibilă a ei (coeficienții de supraîncărcare).

Prin urmare, metoda de calcul a secțiunilor după starea limită, unde coeficientul de siguranță unic este înlocuit cu trei coeficienți independenți, care țin seama de abaterile caracteristicilor de rezistență ale materialelor (k), ale sarcinilor care acționează (n) și ale condițiilor de lucru (m) față de valorile lor medii, permite o apreciere mai justă a capacității portante și, în multe cazuri, permite proiectarea mai economică a secțiunilor.

Formula de calcul care caracterizează prima stare limită se poate scrie, în forma generală, în felul următor:

$$N = \sum n\, N^n \leqslant \Phi\,(k,\ R^n,\ m,\ S) \qquad (3.2)$$

unde N^n — eforturile din sarcinile normate;
n — coeficientul de supraîncărcare;
R^n — rezistența normată a zidăriei;
k — coeficientul de omogeneitate al zidăriilor;
m — coeficientul condițiilor de lucru;
S — caracteristicile geometrice ale secțiunii.

Prin urmare, pentru calculul secțiunilor este necesar să fie stabilite valorile numerice pentru n, R^n, k și m. Această problemă formează obiectul capitolului II din această parte (III). Valorile coeficienților de supraîncărcare n sunt date în capitolul III din partea I a cărții.

Verificări după stările limită a doua și a treia sunt necesare în cazurile când acestea limitează exploatarea normală a construcțiilor înainte ca acestea să-și fi epuizat capacitatea portantă.

In calculul pe baza stării limită a doua trebue să se respecte condiția ca valorile maxime ale deformațiilor sub sarcinile de exploatare să fie mai mici (sau cel mult egale) cu deformațiile limită, a căror depășire ar atrage scoaterea din exploatare a construcției. La proiectarea construcțiilor de zidărie, calculul după a doua stare limită se poate întâlni la calculul zidurilor care lucrează solidar cu o carcasă de beton armat sau metalică. In aceste cazuri trebue limitate deformațiile maxime ale zidăriei pentru a evita apariția fisurilor. In cazul când zidurile sunt tencuite sau căptușite, este deasemeni necesar să se limiteze valoarea maximă a deformațiilor zidăriei.

Intrucât a doua stare limită este pusă de condițiile exploatării normale a construcției, a cărei rezistență și stabilitate este asigurată, verificarea se face sub sarcinile normate, adică considerând coeficienții de supraîncărcare egali cu unitatea.

A treia stare limită — calculul pe baza deschiderii fisurilor — are o importanță deosebită la elementele comprimate excentric ale construcțiilor de zidărie, pentru excentricități mari ale forței axiale. In aceste cazuri, cu toate că rezistența construcției poate fi asigurată în mod suficient de zona activă comprimată, o deschidere prea mare a fisurilor nu poate fi admisă pentru exploatarea normală a construcțiilor (a se vedea mai jos — „compresiunea excentrică").

Din cele expuse mai sus rezultă că, în calculul construcțiilor de zidărie după stările limită, rezistența și stabilitatea, care caracterizează prima stare limită, trebue verificate în toate cazurile; la calculul zidurilor care lucrează solidar cu carcase ale zidurilor sau pe care sunt aplicate placaje speciale

Scanned with OKEN Scanner

sau tencuieli speciale, trebue limitate valorile maxime ale deformaţiilor, care caracterizează a doua stare limită, iar la calculul elementelor comprimate excentric cu excentricităţi mari trebue deasemenea limitate valorile deschiderii fisurilor, care caracterizează a treia stare limită.

II. Caracteristicile normate ale zidăriilor

1. *Mărcile blocurilor şi mortarelor*

Caracteristicile de rezistenţă şi proprietăţile elastice ale zidăriilor depind de caracteristicile respective ale blocurilor şi mortarelor. Numeroasele experienţe făcute în laboratorul pentru construcţiile de zidărie al ŢNIPS-ului au permis stabilirea de relaţii între caracteristicile zidăriei şi caracteristicile materialelor componente — mortarul şi blocurile.

Aceste relaţii sunt desigur convenţionale şi pot caracteriza proprietăţile zidăriilor numai în cadrul încercărilor făcute în anumite condiţii standardizate. Ca indici principali de rezistenţă ai zidăriei se consideră marca blocurilor [1]) şi marca mortarului [2]).

Ca marcă a cărămizii se consideră rezistenţa normată (rezistenţa limită) la compresiune şi încovoiere, în kg/cm²; pentru blocuri din alte materiale, ca marcă se consideră rezistenţa normată (rezistenţa limită) la compresiune. Incercarea materialelor se face prin metodele stabilite de standardele respective.

S'au stabilit următoarele mărci pentru blocuri:

1000, 800, 600, 400, 300 — blocuri de rezistenţă mare
200, 150, 100, 75, 50 — blocuri de rezistenţă mijlocie
35, 25, 15, 10, — — blocuri de rezistenţă mică

Ca marcă a mortarului se consideră rezistenţa normată (rezistenţa limită) la compresiune, în kg/cm², a cuburilor cu latura de 7 cm, executate şi încercate după metoda din standard.

---

[1]) Prin bloc se înţelege piatra la zidăria de piatră sau cărămida la zidăria de cărămidă (N. T.).

[2]) Pentru construcţiile de zidărie, valorile rezistenţelor normate nu diferă de cele ale rezistenţelor limită.

Pentru mortare s'au stabilit următoarele mărci:

100 şi 50 — mortare de rezistenţă mare
25 şi 10 — mortare de rezistenţă mijlocie
4, 2 şi 0 — mortare de rezistenţă mică

Mortarele de rezistenţă mare se execută folosind ca liant ciment de mărcile 150...400, cu un dozaj de 200...350 kg ciment la 1 m³ nisip.

Mortarele de rezistenţă mijlocie au compoziţii complexe (ciment + var sau argilă + nisip), cu un dozaj de ciment de 80...200 kg la 1 m³ nisip.

Mortarele de rezistenţă mică sunt făcute, în general, cu lianţi de var sau de var cu argilă.

Marca de mortar 0 se referă la mortarul proaspăt (neîntărit) şi la mortarul zidăriilor executate în timp de iarnă, în cazul când ele se execută prin metoda îngheţării, în momentul desgheţării.

După greutatea specifică aparentă, mortarele se împart în mortare grele (cu greutate specifică aparentă peste 1500 kg/m³) şi uşoare (cu greutate specifică aparentă de 1500 kg/m³ şi mai puţin).

2. *Rezistenţele normate ale zidăriilor la compresiune*

Rezistenţa normată a zidăriei depinde de marca blocurilor (R_1) şi de marca mortarului (R_2). Pentru determinarea rezistenţei normate (R^n) a zidăriilor la compresiune centrică, profesorul L. I. Onişcic, pe baza rezultatelor experimentale destul de complecte ale ŢNIPS-ului, a propus următoarea formulă empirică, valabilă pentru zidării din orice fel de blocuri (cărămizi, piatră naturală, pietre artificiale):

$$R^n = AR_1\left(1 - \frac{a}{b + \frac{R_2}{2R_1}}\right) \qquad (3.3)$$

Abaterile valorilor rezistenţelor normate (rezistenţelor limită) ale zidăriei, calculate cu formula (3.3), dela valorile experimentale medii, sunt luate în considerare la stabilirea coeficienţilor de omogeneitate şi sunt arătate mai jos, în capitolul despre valorile recomandate pentru coeficienţii de omogeneitate.

Coeficienţii A, a şi b sunt stabiliţi experimental pentru fiecare tip de zidărie.

Scanned with OKEN Scanner

Valoarea A se determină prin relația:

$$A = \frac{100 + R_1}{100 + \alpha_1 R_1} \beta. \qquad (3.4)$$

In tabela 19 se dau valorile recomandate pentru coeficienții a, b, α_1 și β.

Tabela 19

Valorile a, b, α_1 și β pentru determinarea rezistenței zidăriei

Tipuri de zidărie	a	b	α_1	β
Zidărie de cărămidă (pentru înălțimi de asize, dela 5...14 cm)	0,2	0,3	3,3	1,0
Din blocuri pline de formă regulată (pentru înălțimi de asize, dela 18...39 cm)	0,15	0,3	2,5	1,0
Idem, din blocuri cu goluri	0,15	0,3	2,5	0,85
Din cărămizi sub formă de blocuri (pentru înălțimi de asize de 60 cm sau mai mult)	0	—	2,0	1,0
Din blocuri ceramice cu goluri verticale	0,3	0,4	4,0	1,0
Idem, cu goluri orizontale	0,6	1,0	2,5	1,0
Din piatră brută	0,2	0,25	8,0	1,0
Din piatră în straturi	0,2	0,25	6,0	1,4

Rezistența normată (rezistența limită) a zidăriei la compresiune pentru o anumită marcă a blocurilor (R_1) depinde de marca mortarului (R_2), după cum se vede din formula (3,3).

Din formula (3.3) rezultă că rezistența zidăriei dintr'un anumit tip de blocuri are o limită superioară și una inferioară. Astfel, de exemplu, pentru $R_2 = 0$:

$$R^n = R_0 = AR_1 \left(1 - \frac{a}{b}\right)$$

unde $a < b$

iar pentru: $R_2 = \infty$

$$R^n = R_z = AR_1$$

unde R_z — rezistența maximă care se poate obține cu o zidărie din blocurile respective.

A — un coeficient constructiv, subunitar, care se determină cu formula (3.4).

Coeficientul constructiv A este în funcție de marca blocului. Coeficienții a și b, după cum se vede din formula (3.3), determină legea de creștere a rezistenței zidăriei pe măsura creșterii mărcii mortarului (R_2) și au valori mai mici.

Incercările arată că, supunând zidăria la compresiune, unele blocuri se încovoaie. Rezistența zidăriei la compresiune depinde deci de indicii de rezistență ai blocurilor nu numai

la compresiune, ci şi la încovoiere. Din acest motiv, la stabilirea mărcii cărămizii, se iau în considerare şi indicii ei dela încercarea la încovoiere.

Pentru a se obţine un spor la rezistenţa zidăriei la compresiune trebue să se creeze condiţiile care să mărească rezistenţa blocurilor la încovoiere. Rezistenţa blocurilor la încovoiere creşte cu înălţimea lor şi se micşorează pe măsură ce creşte casanţa lor. Deaceea, la condiţii egale, cu cât este mai mic numărul rosturilor pe m de înălţime a zidăriei (respectiv cu cât este mai mare înălţimea blocurilor), cu atât va fi mai mare rezistenţa ei la compresiune.

Consistenţa (plasticitatea) mortarului, care determină lucrabilitatea lui, influenţează, deasemeni, modul de comportare a blocului în zidărie. Deaceea, pentru mortare vârtoase sunt prevăzute reduceri la valorile rezistenţelor zidăriei la compresiune. Totuşi, nici mărirea peste măsură a plasticităţii mortarului nu duce la o mărire a rezistenţei zidăriei ci, dimpotrivă, la o micşorare a ei, deoarece diferenţa mare dintre valorile deformaţiilor transversale ale blocurilor şi mortarului dau naştere în blocuri la eforturi de întindere. Cercetările experimentale au permis stabilirea unor valori optime pentru cantitatea de adausuri plastice (argilă sau var).

In tabela 20 se dau valorile rezistenţelor normate R^n (în kg/cm²) la compresiune pentru zidării executate cu mortare grele şi blocuri de cărămidă sau de alte materiale, cu înălţimi de asize de 5...14 cm.

Rezistenţa zidăriei executate cu mortare vârtoase de ciment (fără adaus de argilă sau var) şi cu orice mortare uşoare, se reduce cu 15%.

Tabela 20

Rezistenţele normate R^n, la compresiune (în kg/cm²), ale zidăriei din cărămidă şi din alte feluri de blocuri pentru înălţimi de asize de 5...14 cm, executate cu mortare grele

Marca blocului sau a cărămizii	Marca mortarului					
	100	50	25	10	4	2...0
300	60	50	45	40	37	35
200	50	40	35	30	27	25
150	45	35	30	25	22	20
100	35	30	25	20	17	15
75	30	25	20	17	14	12
50	—	20	17	14	12	10
35	—	—	14	12	10	8

Scanned with OKEN Scanner

Valorile rezistențelor normate ale zidăriei se dau în funcție de marca mortarului, care se determină pentru mortarul cu vârsta de 28 zile.

Calculul elementului trebue să se facă uneori și pentru alte vârste ale zidăriei. In acest caz, rezistența normată se determină corespunzător rezistenței mortarului de aceeaș vârstă cu zidăria pentru care se determină capacitatea portantă. Pentru vârste ale mortarului dela 15 zile până la câțiva ani se poate aplica formula propusă de profesorul B. G. Scramtaev pentru betoane

$$R_t = R_{28} \cdot \frac{\log t}{\log 28} \qquad (3.5)$$

unde t — vârsta mortarului, în zile.

Pentru mortarele de vârstă mică (până la 15 zile) se poate aplica următoarea formulă stabilită experimental de candidatul în științe tehnice, I. T. Cotov (ȚNIPS):

$$R_t = R_{28} \frac{at}{28\,(a-1)+t} \qquad (3.6)$$

Valoarea lui a depinde de compoziția mortarului și de temperatura la care are loc întărirea lui.

Pentru grupa cea mai frecventă de mortare, la o temperatură medie de întărire de $15^0 \ldots 20^0$, $a=2$ și formula (3.6) devine:

$$R_t = R_{28} \frac{2t}{28+t} \qquad (3.7)$$

Valoarea lui a crește cu cât temperatura de întărire scade și scade cu cât temperatura de întărire crește.

Rezistența normată la compresiune a zidăriei din blocuri pline de piatră artificială și naturală de formă regulată, pentru înălțimi de asize de 18 cm sau mai mult, se ia din tabela 21.

Tabela 21

Rezistențele normate R^n, la compresiune (în kg/cm²), ale zidăriei executate din blocuri naturale bine prelucrate și din blocuri de beton

Marca blocului	Pentru înălțimi de asize de 18...30 cm și pentru marca mortarului de:							Pentru înălțimi de asize de 60 cm sau mai mult, independent de mortar
	200	100	50	25	10	4	2...0	
300	110	100	90	80	70	70	70	150
200	80	70	60	55	50	50	50	120
150	70	60	50	45	40	40	40	90
100	—	50	40	35	33	30	30	60
75	—	40	35	30	27	25	23	45
50	—	—	30	25	22	20	18	35
35	—	—	—	20	17	14	12	25
25	—	—	—	16	14	12	10	20

Scanned with OKEN Scanner

Ca rezistență a zidăriei din blocuri pentru înălțimi de asize de 30...60 cm se ia media aritmetică între valorile corespunzătoare înălțimilor de asize de 30 cm și 60 cm.

Rezistențele normate la compresiune ale zidăriei din blocuri de beton cu goluri, pentru înălțimi de asize de 18...30 cm, se iau din tabela 22.

Tabela 22

Rezistențele normate R^n, la compresiune (în kg/cm²), ale zidăriei din blocuri de beton cu goluri pentru înălțimi de asize de 18...30 cm

Marca blocului	Marca mortarului					
	100	50	25	10	4	2...0
100	40	35	30	27	25	25
75	35	30	25	22	20	20
50	25	22	20	18	16	14
35	—	18	16	14	12	10
25	—	—	14	12	10	8
15	—	—	9	8	7	6

Rezistențele normate la compresiune ale zidăriei din blocuri ceramice cu goluri se iau din tabela 23.

Tabela 23

Rezistențele normate R^n, la compresiune (în kg/cm²), ale zidăriei din blocuri cu goluri

Marca blocului	Marca mortarului					
	100	50	25	10	4	2...0
A. Cu goluri verticale						
200	36	28	23	20	18	16
150	31	25	20	16	14	13
100	27	21	17	13	11	10
75	23	19	15	12	10	8
B. Cu goluri orizontale						
100	34	30	26	24	23	23
75	29	25	22	20	19	18
50	23	20	17	15	14	13
35	15	16	14	12	11	10

Scanned with OKEN Scanner

Rezistențele normate la compresiune ale zidăriei din piatră locală de mărci inferioare și din pământ se iau din tabela 24.

Tabela 24

Rezistențele normate R^n, la compresiune (în kg/cm²), ale zidăriei din piatră locală de mărci inferioare și din pământ

Natura zidăriei	Marca blocurilor	Marca mortarului			
		25	10	4	2...0
Din pietre naturale de formă regulată, cărămidă nearsă (chirpici) și alte blocuri, pentru înălțimi de asize până la 14 cm	25	13	10	8	6
	15	10	8	6	4
	10	7	6	5	3
	7	5,5	5	4	2
Idem, pentru înălțimi de asize de 18 cm și mai mult	25	15,5	13,5	11,5	9,5
	15	11	9,5	8	6
	10	8	7	6	4,5
	7	6	5,5	4,5	3
	4	—	3,5	3	2

Rezistența zidăriei din blocuri de piatră depinde de forma acestora. Când forma pietrelor naturale se abate dela forma de paralelipiped regulat rezultă o micșorare a rezistenței zidăriei.

Zidăriile din piatră se pot împărți în două grupe: zidării din blocuri de formă mai mult sau mai puțin regulată și zidării din piatră naturală.

Pentru prima grupă rezistențele normate la compresiune se iau din aceleași tabele ca și pentru blocurile artificiale, introducându-se niște coeficienți de corecție care țin seama de influența calității cioplirii asupra rezistenței zidăriei:

a) Pentru zidărie din piatră de talie cioplită îngrijit (știrbituri până la 0,2 cm) 1,0

b) Pentru zidărie din piatră cioplită mai puțin îngrijit (știrbituri până la 1,0 cm) 0,8

c) Pentru zidărie din piatră cioplită neîngrijit (știrbituri până la 2,0 cm) 0,7

d) Pentru zidărie în opus incertum și din piatră brută lamelară 0,6

Rezistențele normate ale zidăriei din piatră brută depind mult mai puțin de marca blocurilor decât cele ale zidăriilor executate din piatră de talie. La zidăriile din blocuri naturale de forme neregulate transmiterea presiunilor se face pe por-

ţiunile ieşinde, ceeace duce la concentrări locale de rezistenţe în aceste porţiuni şi la distrugerea zidăriei. Deaceea, chiar pentru mărci foarte mari de blocuri, rezistenţa acestor zidării este mică şi depinde într'o mare măsură de marca mortarului. In tabela 25 sunt date valorile rezistenţelor normate ale zidăriilor din piatră brută, iar în tabela 26, ale zidăriilor mixte din piatră brută şi beton.

Pentru zidăria din piatră brută în straturi regulate şi pentru zidăria „Midis", rezistenţa normată se măreşte cu 50%. In cazul când la execuţia zidăriei se utilizează vibrarea, rezistenţa normată se măreşte cu 25%. Pentru zidăria în vârstă de 28 zile rezistenţa normată se reduce cu 15%.

Tabela 25

Rezistenţele normate R^n, la compresiune (în kg/cm²), ale zidăriei din piatră brută spartă, la vârsta de 3 luni (considerând marca mortarului pentru vârsta de 28 zile)

Marca pietrei	Marca mortarului					
	100	50	25	10	4	2...0
1 000	50	40	35	30	28	25
800	45	35	30	25	22	20
600	40	30	25	20	18	16
400	35	25	20	16	14	12
300	30	20	16	14	12	10
200	25	18	14	12	10	8
150	20	16	12	10	8	6
100	—	14	10	8	6	5
50	—	12	8	6	5	4
35	—	8	6	5	4	3

Tabela 26

Rezistenţele normate R^n la compresiune (în kg/cm²) ale zidăriilor din beton ciclopean

Agregatul	Marca mortarului				
	100	75	50	35	25
Piatră de marca 200 şi mai mult . . .	60	50	40	35	30
Spărtură de cărămidă	—	40	35	30	25

Dacă la execuţia zidăriei din beton ciclopean se utilizează vibrarea, rezistenţele normate se majorează cu 15%.

3. *Proprietățile elastice ale zidăriilor*

Intr'o zidărie supusă la compresiune, eforturile unitare și deformațiile nu sunt proporționale. Valorile deformațiilor obținute la încercări depind, într'o mare măsură, de metodica încercărilor și de durata de acțiune a sarcinii.

Pe baza prelucrării rezultatelor încercărilor pe un mare număr de stâlpi de cărămidă, încercați în condiții standardizate, profesorul L. I. Onișcic a propus următoarea formulă pentru determinarea valorilor deformațiilor relative totale (elastice și plastice):

$$\varepsilon = \frac{1,1}{\alpha} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{1,1\, R^n}\right) \qquad (3.8)$$

unde ε — deformația corespunzătoare unui efort unitar τ în zidărie;

α — caracteristica elastică a zidăriei, care depinde de marca mortarului.

Ca modul de elasticitate se consideră $E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$

de unde

$$E = \alpha\, R^n \left(1 - \frac{\sigma}{1,1\, R^n}\right) \qquad (3.9).$$

Valoarea $\alpha\, R^n$ reprezintă modulul de elasticitate inițial al zidăriei, corespunzător unui efort unitar $\sigma = 0$ și se notează cu E_0.

Valorile caracteristicii elastice α sunt date în tabela 27.

Tabela 27

Valorile caracteristicii elastice α

Natura zidăriei	Caracteristica elastică pentru o rezistență a mortarului de				
	100...50	25...10	4	2	0
Din cărămidă, blocuri de beton ușor, piatră brută, piatră naturală ușoară și blocuri de pământ, cu mortare grele . . .	1 000	700	500	350	200
Idem, cu mortare ușoare	750	500	350	200	100
Din blocuri ceramice cu goluri orizontale	1 500	1 000	750	350	200
Din blocuri ceramice cu goluri verticale	2 000	1 500	1 000	500	350
Din piatră naturală grea și din blocuri de beton obișnuit . .	2 000	1 000	750	500	350

BIBL. INST. MATEM. IAŞI

Pentru zidărie armată valoarea caracteristicii elastice se ia:

a) Pentru armarea longitudinală în funcţie de marca mortarului — după tabela 27.

b) Pentru armare cu plase — în funcţie de procentul p de armare cu plasă — după formula:

$$\alpha = \frac{1\,000}{1 - 3p}$$

Cu ajutorul formulei (3.8) se pot calcula cu uşurinţă valorile deformaţiilor limită ε_0 la care se produce ruperea zidăriei. Pentru zidăriile cărora din tabela 27 le corespunde $\alpha = 1\,000$, valoarea $\varepsilon_0 = 2{,}64$ mm/m.

Pentru determinarea valorii limită a deformaţiilor pentru alte feluri de zidărie, această valoare trebue să se multiplice cu $\frac{1\,000}{\alpha}$, unde:

α — caracteristica elastică a zidăriei pentru care se determină deformaţia.

Pentru simplificarea calculelor, modulii de elasticitate se consideră constanţi şi egali cu:

a) Pentru determinarea deformaţiilor la sarcinile normate de exploatare:

$$E = 0{,}8\, E_0 \tag{3.10}$$

b) La calculul construcţiilor după starea limită a zidăriei la rupere:

$$E = 0{,}5\, E_0 \tag{3.11}$$

c) Când acţionează sarcini periodice, care se repetă de mai multe ori, şi la determinarea perioadei de vibraţie a construcţiilor de zidărie:

$$E = E_0 \tag{3.12}$$

4. *Rezistenţele normate ale zidăriilor la întindere, forfecare şi încovoiere*

Rezistenţa unei zidării la întindere şi la forfecare depinde de rezistenţa rosturilor. Rezistenţa rosturilor este determinată de aderenţa între mortar şi blocuri. Se disting două feluri de aderenţă, în funcţie de direcţia de acţiune a forţei: aderenţa normală S_{ad}, pentru forţa acţionând perpendicular pe planul

Scanned with OKEN Scanner

rostului și aderența tangențială T_{ad}, pentru forța acționând paralel cu planul rostului.

Valorile S_{ad} și T_{ad} au un rol esențial în toate cazurile când zidăria poate fi solicitată la întindere, încovoiere sau forfecare. Cercetările experimentale pentru determinarea acestor valori sunt încă insuficiente și nu permit stabilirea cu exactitate a valorilor rezistențelor normate la întindere și la forfecare pentru diferite feluri de zidărie.

Pentru zidăria de cărămidă, pe baza rezultatelor experimentale ale ȚNIPS-ului, pot fi propuse următoarele formule pentru valorile medii ale lui S_{ad} și T_{ad}:

$$S_{ad} = \frac{3}{1+\frac{25}{R_2}} \text{ kg/cm}^2 \qquad (3.13)$$

$$T_{ad} = \frac{6}{1+\frac{25}{R_2}} \text{ kg/cm}^2 \qquad (3.14)$$

adică $T_a = 2\,S_a$

unde R_2 — marca mortarului.

Experiențele ȚNIPS-ului arată că rezistența rosturilor, care determină rezistența normată a zidăriei la întindere și la forfecare, depinde într'o măsură mult mai mare decât cea la compresiune centrică de o serie de factori care nu sunt precizați prin mărcile cărămizii și ale mortarului. Dintre acești factori, în primul rând, fac parte: consistența mortarului, viteza de absorbție a apei de către blocuri, plasticitatea mortarului etc. Valorile caracteristicilor normate, date în tabela 28, sunt valabile la condiții normale de formare a rostului, deaceea, în cazurile când rezistența sau stabilitatea construcției sunt condiționate de valorile rezistențelor normate la întindere sau la forfecare, trebue să se indice suplimentar măsurile care asigură obținerea acestor valori.

Trebue să fie asigurate condiții favorabile pentru întărirea mortarului, curățenia fețelor blocurilor, o plasticitate suficientă a mortarului, umplerea rosturilor verticale ale zidăriei cu mortar fluid etc.

In 1949, la ȚNIPS, candidatul în științe tehnice, S. A. Sementov, a făcut cercetări experimentale asupra rezistenței de adeziune între cărămida roșie și mortar.

Pe baza rezultatelor acestor cercetări, S. A. Sementov a propus următoarele formule de calcul pentru determinarea rezistenței de adeziune a mortarului cu cărămida, valabile în

ipoteza că feţele cărămizilor sunt curate şi cărămizile se umezesc înainte de zidire:

$$S_{ad} = \frac{1,8}{14 + R_2} \cdot R_2 \text{kg/cm}^2 \qquad (3.13\ a)$$

$$T_{ad} = \frac{3}{14 + R_2} \cdot R_2 \text{kg/cm}^2 \qquad (3.14\ a)$$

Aici s'a adoptat pentru raportul T_{ad}/S_{ad} valoarea:

$$\frac{T_a}{S_a} = 1,66$$

obţinută din această serie de încercări.

Formulele (3.13 *a*) şi (3.14 *a*) au fost deduse stabilind condiţia ca valorile minime obţinute experimental ale rezistenţei de adeziune să difere de cele date de formule cu cel mult 30%.

Valorile rezistenţei de adeziune după formulele (3.13 *a*) şi (3.14 *a*) pentru mărci superioare rezultă puţin mai mici decât cele din tabela 28.

In prezent se fac la o serie de instituţii din ţara noastră cercetări asupra factorilor care influenţează rezistenţa de aderenţă între mortar şi blocuri precum şi asupra caracteristicilor lor cantitative. Aceste cercetări vor permite ca, într'un timp foarte scurt, să se precizeze valorile normate ale lui S_{ad} şi T_{ad}.

Valorile S_{ad} şi T_{ad} depind, într'o mare măsură, de vârsta zidăriei. Sunt cunoscute cazurile când, la demontarea unei zidării vechi executate cu mortar de ciment, rostul era mai rezistent decât cărămida. Totuşi, date experimentale asupra rezistenţei rosturilor pentru zidării în vârstă mai mare decât 28 de zile, sunt foarte puţine. Date şi mai puţine există asupra rezistenţei rosturilor zidăriilor de piatră naturală şi din blocuri artificiale de beton.

Trebue să se menţioneze că rezistenţa de aderenţă între mortar şi blocuri nu este aceeaş în rosturile verticale şi în cele orizontale.

In rosturile verticale, din cauza contracţiei mortarului din timpul întăririi lui, aderenţa slăbeşte sau dispare complect. Deaceea, la calculul construcţiilor, nu se ia în considerare aderenţa din rosturile verticale.

In rosturile orizontale, odată cu contracţia mortarului în timpul întăririi lui, se produce şi tasarea continuă a zidăriei, astfel că aderenţa din rosturi nu dispare.

Este probabil că valoarea aderenţei tangenţiale depinde de compresiunea în zidărie (de valorile eforturilor unitare de

compresiune), dar nu există încă date suficient de sigure pentru aprecierea cantitativă a acestui factor.

Rezistențele normate ale zidăriei la întindere, încovoiere și forfecare sunt date în tabelele 28 și 29.

Tabela 28

Rezistențele normate ale zidăriei (în kg/cm²), la întindere centrică (R_t^n), întindere din încovoiere (R_{ti}^n), forfecare (R_f^n) și la eforturi principale de întindere din încovoiere ($R_{princ.}^n$), în cazul când zidăria se rupe după rosturi

Solicitarea și natura secțiunii	Marca mortarului				
	100	50	25	10	4
1. *Intindere centrică* (R_t^n)					
Pentru secțiuni nețesute la zidării de toate felurile	2,5	1,8	1,2	0,6	0,3
Pentru secțiuni țesute :					
a) zidării din blocuri de formă regulată	5	3,5	2,5	1,2	0,6
b) zidărie din piatră brută	5	2,5	1,5	0,9	0,3
2. *Intindere din încovoiere* (R_{ti}^n)					
Pentru secțiuni nețesute la zidării de toate felurile	3	2,5	1,5	0,9	0,3
Pentru secțiuni țesute :					
a) zidării din blocuri de formă regulată	8	6	3,5	2	0,9
b) zidărie din piatră brută	6	4	3	1,5	0,6
3. *Forfecare* (R_f^n)					
Pentru secțiuni nețesute la zidării de toate felurile	5	3,5	2,5	1,2	0,6
Pentru secțiuni țesute la zidărie din piatră brută	8	6	3,5	2	0,9
4. *Eforturi principale de întindere* ($R_{princ.}^n$)					
In strepi oblici	3	2,5	1,5	0,9	0,3

Scanned with OKEN Scanner

Valorile rezistențelor zidăriei la întindere, încovoiere și forfecare, date în tabela 28, sunt raportate la întreaga suprafață a secțiunii de rupere a zidăriei.

Valorile rezistențelor zidăriei la întindere din încovoiere în secțiuni țesute, pentru zidării din blocuri de formă regulată în funcție de raportul dintre adâncimea de țesere și înălțimea asizei de zidărie, se reduc prin înmulțirea lor cu valoarea acestui raport.

Tabela 29

Rezistențele normate ale zidăriei din cărămidă și blocuri de formă regulată (în kg/cm²) la întindere centrică (R_t^n), la încovoiere (R_{ti}^n) și forfecare (R_f^n) și eforturi principale de întindere din încovoiere ($R_{princ.}^n$) în secțiuni țesute, pentru cazul când ruperea zidăriei se produce prin ruperea blocurilor

Natura solicitării	Marca blocului								
	200	150	100	75	50	35	25	15	10
Intindere centrică (R_t^n)	6	5	4	3	2	1,5	1,3	0,9	0,6
Intindere din încovoiere (R_{ti}^n)	9	7	6	4,5	3	2,5	2	1,5	0,9
Forfecare (R_f^n)	22	18	14	12	9	7	5	3,5	2
Eforturi principale de întindere din încovoiere ($R_{princ.}^n$)	9	7	6	4,5	3	2,5	2	1,5	0,9

Valorile rezistențelor la solicitări centrice, încovoiere și eforturi principale de întindere sunt raportate la întreaga secțiune de rupere a zidăriei.

Rezistența de forfecare pentru secțiuni țesute este raportată numai la secțiunea cărămizii sau a blocului în secțiunea de forfecare (secțiunea netă), scăzând rosturile verticale.

5. *Coeficienții de omogeneitate ai zidăriilor*

Coeficienții de omogeneitate ai zidăriilor [1]) caracterizează variațiile probabile ale caracteristicilor de rezistență dela valorile medii determinate prin încercări standardizate pe

[1]) A se vedea „Norme pentru proiectarea construcțiilor" (proiect), materiale pentru proiectul de norme, profesorul L. I. Onișcic, Scurt memoriu justificativ pentru cap. III „Norme pentru proiectarea construcțiilor de zidărie și zidărie armată". Maștroiizdat, 1949.

Scanned with OKEN Scanner

probe. Stabilirea valorilor numerice ale coeficienților de omogeneitate trebue să aibă deci la bază rezultatele prelucrării statistice a datelor experimentale. Pentru aprecierea justă a coeficienților de omogeneitate ai zidăriilor, este totuși necesar ca, pe lângă aplicarea metodelor analizei statistice, să se ia în considerare și o serie de factori suplimentari.

Probele de zidărie se execută manual și rezistența lor depinde de calitățile individuale ale zidarilor (de acest fapt trebue să se țină seama la aprecierea rezultatelor încercărilor). La prelucrarea rezultatelor încercărilor pe probe la întindere și la forfecare trebue să se țină seama de factorii de mai sus, care influențează regimul de întărire a mortarului din rosturile zidăriei și rezistența rosturilor.

Determinarea rezistenței normate a zidăriei la compresiune se face cu ajutorul formulei (3.3). Deaceea, pentru aprecierea variațiilor probabile ale caracteristicilor de rezistență, rezultatele încercărilor trebue comparate cu valorile care se obțin cu formula (3.3). Variațiile probabile ale rezultatelor medii ale încercărilor dela valorile obținute prin formula (3.3) sunt mici (valorile lor se dau mai jos).

Profesorul L. I. Onișcic a studiat rezultatele a mai mult decât 700 probe de zidărie din cărămidă, încercate la compresiune în laboratorul pentru construcțiile de zidărie al ȚNIPS-ului. In tabela 30, alcătuită de profesorul L. I. Onișcic, se dau valorile variațiilor caracteristicilor de rezistență ale zidăriei, după încercările dela ȚNIPS, în procente din rezistența normată calculată cu formula (3.3). La prelucrarea rezultatelor încercărilor, influența calificării zidarului asupra rezistenței zidăriei se introducea printr'un coeficient γ_1. S'a considerat $\gamma_1 = 1$ pentru o zidărie executată de un zidar de calificare mijlocie.

După cum era de așteptat, variațiile pentru probe de dimensiuni mici (25 × 25 cm) au fost mai mari decât pentru probe de dimensiuni normale (38 × 38 cm), deoarece variațiile rezistenței blocurilor componente ajung să influențeze simțitor capacitatea portantă a secțiunii, când dimensiunile probei sunt mici.

Abaterile patratice medii date în tabela 30, dela valorile calculate cu formula (3.3), au fost comparate cu abaterile dela valorile medii obținute experimental.

Pentru probe de dimensiunile 38 × 38 cm, această comparație a arătat că dacă în locul rezistenței normate după formula (3.3) se ia valoarea experimentală medie, atunci valoarea abaterii medii patratice egală cu 13,5% din tabela 30 se va micșora până la 9,8%. Prin urmare, factorii de care nu se ține

Scanned with OKEN Scanner

seama în formula (3.3) mai dau o abatere patratică medie de numai 3,7%. Aceasta arată că formula (3.3) ține seama suficient de bine de factorii principali care determină rezistența unei zidării de cărămidă.

Tabela 30

Abaterile patratice medii ale rezistenței zidăriei după încercările ȚNIPS în procente față de rezistența normată ($\frac{\sigma}{R^n}$ *100*), **calculată cu formula (3.3)**

Calificarea zidarului	Câte o probă			Rezistențele medii între 3 probe		
	Numărul de probe	Dimensiunea probelor în cm		Numărul grupelor de 3 probe	Dimensiunea probelor în cm	
		25 × 25	38 × 38		25 × 25	38 × 38
Calificare superioară (γ_1 = 1,3—1,5)	167	—	11,3	69	—	6,5
Calificare mijlocie (γ_1 = 0,95—1,25)	439	—	14,2	140	—	8,9
Calificare inferioară (γ_1 = 0,8—0,9)	105	19,6	—	33	13,0	—
	36	—	15,6	12	—	9,8
Media pentru probele 38 × 38 cm	642	—	13,7	221	—	8,4
Media generală pentru toate probele	747	14,5		254	9,0	

Dacă se admite că pentru zidăria de cărămidă indicii de rezistență respectă curbele normale de împrăștiere, coeficientul de omogeneitate se va stabili prin formula:

$$k = 1 - \alpha_1 \frac{\sigma}{R^n} \qquad (3.15)$$

unde R^n — rezistența normată a zidăriei;

σ — abaterea (variația) patratică medie (standard);

α_1 — un coeficient care caracterizează rezistența limită minimă probabilă a zidăriei. Comisia pentru unificarea metodelor de calcul al construcțiilor de pe lângă ȚNIPS a stabilit pentru α_1 o valoare egală cu 3.

Prin urmare, micșorarea posibilă a rezistenței zidăriei, datorită neomogeneității materialelor și altor factori de care nu se ține seama în formula (3.3), se poate stabili plecând dela valorile $\frac{\sigma}{R^n}$, date în tabela 12. La determinarea coeficienților

Scanned with OKEN Scanner

de omogeneitate pentru probele de dimensiuni mari s'au luat în considerare variațiile valorilor între trei probe. Pentru probele de dimensiuni mici se ține seama de probabilitatea variațiilor mari, după cum este arătat mai jos.

Valoarea coeficienților de omogeneitate, conform formulei (3.15), va fi:

$$k = 1 - 3 \times 0{,}9 = 0{,}73$$

Incercările făcute la ȚNIPS pentru determinarea valorii coeficientului de micșorare a rezistenței zidăriei (γ_1), datorită unei calificări inferioare a zidarilor, a dus la o valoare medie a coeficientului γ_1 de 0,9.

O valoare mai mică ($\gamma_1 = 0{,}8$) trebue luată în cazul când zidăria se execută de către muncitori necalificați.

Datorită diferiților factori de care nu se ține seama la calculul secțiunii, ca de exemplu umplerea incomplectă a rosturilor cu mortar, abaterea construcției dela verticală etc., este posibilă o micșorare a capacității portante a zidăriei. Acești factori intră pentru construcțiile de zidărie în compoziția coeficienților de omogeneitate, cu toate că ei se puteau raporta la condițiile de lucru ale zidăriei. Micșorarea coeficientului de omogeneitate, datorită acestor factori, se apreciază printr'un coeficient de reducere relativ mic: 0,9, deoarece probabilitatea coincidenței tuturor împrejurărilor arătate mai sus, care micșorează rezistența zidăriei, este foarte mică.

Coeficientul de omogeneitate al zidăriei devine deci:

$$k = 0{,}73 \times 0{,}9 \times 0{,}9 = 0{,}6 \qquad (3.16)$$

Cea mai mică valoare pentru k din încercările ȚNIPS a fost egală cu 0,68.

Valoarea coeficientului de omogeneitate este calculată pe baza datelor experimentale, mărcile mortarului și blocurilor fiind determinate prin încercări. Valoarea de 0,6 a coeficientului de omogeneitate poate fi deci admisă numai cu condiția ca mărcile materialelor utilizate pentru zidărie pe șantiere să se determine prin încercări de control.

In majoritatea cazurilor, pe șantiere nu se fac asemenea încercări. Marca blocului se ia după certificatul fabricii, iar marca mortarului se apreciază în funcție de dozajul volumetric al mortarului.

Analiza rezultatelor încercărilor dela ȚNIPS arată că, pentru asemenea moduri de fixare a mărcii mortarului, sunt posibile variații în minus ale rezistenței lui cu o treaptă [1]),

[1]) Treaptă din scara mărcilor de mortare (N. T.).

Scanned with OKEN Scanner

ceeace atrage, pentru scara de mărci de mortar adoptată de norme, micşorarea rezistenţei zidăriei cu circa 17,5%. Ţinând seama de această situaţie, coeficientul de omogeneitate trebue micşorat pentru toate cazurile, prin înmulţirea lui cu raportul $\frac{1}{1,175} = 0,85$. Prin urmare, valoarea coeficientului de omogeneitate va fi:

$$k = 0,6 \times 0,85 = 0,5 \qquad (3.17)$$

Diferenţa dintre valorile coeficienţilor de omogeneitate pentru primul caz, denumit lucrări de clasa A, când pe şantier se fac încercări de control al mărcii blocurilor şi mortarului şi cazul al doilea, denumit lucrări de clasa B, când marca blocurilor şi a mortarului se ia după certificatul fabricii, este de 20%.

Lucrarea de clasa A duce prin urmare la o economie de zidărie de 20% sau la posibilitatea micşorării consumului de ciment în raportul 1/1,5. Ţinând seama de faptul că încercările blocurilor şi mortarului pe şantier nu prezintă dificultăţi prea mari, se poate crea astfel stimulentul unei utilizări mai raţionale a materialelor şi determinării juste a capacităţii portante a zidăriei.

Folosind rezultatele experimentale date în tabela 30 se pot determina abaterile probabile ale caracteristicilor de rezistenţă, pentru probe de dimensiuni mici, dela valorile lor medii.

Pentru stabilirea coeficientului de omogeneitate al zidăriei, s'a ţinut seama de abaterile indicilor medii între trei probe asemănătoare. Pentru probele de dimensiuni mici trebue să se ţină seama de abaterile indicilor pe câte o probă, deoarece slăbirile locale sunt hotărîtoare pentru asemenea probe.

Conform tabelei 30, pentru grupe de câte trei probe, cu secţiunea de 38 × 38 cm, variaţia este de 8,3% iar pentru probe de câte una, de 13,5%. Coeficientul de omogeneitate pentru probele de secţiuni mici trebue deaceea micşorat în raportul:

$$\frac{1 - 3 \times 0,135}{1 - 3 \times 0,083} = 0,8 \qquad (3.18)$$

Acest coeficient de micşorare posibilă a rezistenţei zidăriei la secţiunile de dimensiuni mici se ia în considerare în coeficientul de omogeneitate, însă la determinarea capacităţii portante a secţiunii se consideră ca un coeficient al condiţiilor de lucru.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru fixarea valorii coeficientului de omogeneitate, metodele analizei statistice se pot utiliza numai pentru zidăria de cărămidă deoarece pentru alte feluri de zidării, numărul insuficient de probe încercate nu permite stabilirea cu suficientă exactitate a valorii abaterii patratice medii şi deasemeni nu permite să se aprecieze dacă indicii de rezistenţă respectă curba normală de împrăştiere.

Pentru aceste ultime zidării, stabilirea valorilor coeficienţilor de omogeneitate s'a făcut pe baza abaterilor maxime ale valorilor experimentale ale indicilor de rezistenţă dela valorile lor normate.

Coeficienţii de omogeneitate pentru zidării, obţinuţi prin metoda arătată, sunt daţi în tabela 31.

Coeficientul pentru armătură este determinat după cercetările laboratorului de construcţii metalice ŢNIPS.

Tabela 31

Valorile coeficienţilor de omogeneitate (*k*)

Natura zidăriei	Clasa lucrării	
	A	*B*
Zidărie de cărămidă	0,60	0,50
Zidărie de blocuri ceramice	0,45	0,40
Zidărie din blocuri naturale de beton sau pământ de formă regulată	0,50	0,45
Zidărie din piatră brută	0,55	0,50
Armătură	0,95	0,85

Tabela 32

Comparaţie între rezistenţele normate la compresiune ale zidăriei de cărămidă după U-57-43 şi după tabela 20

Marca blocului	Marca mortarului în kg/cm² după :				In % din valorile după U-57-43	
	U-57-43		Tab. 20			
	50	4	50	4	50	4
75	32	17	25	14	75	82
100	36	20	30	17	83	85
150	44	25	35	22	79	83
Medie					82	

Scanned with OKEN Scanner

6. *Comparaţie între caracteristicile normate şi normele de rezistenţă după U 57 — 43* [1])

Comparând rezistenţele normate ale zidăriei de cărămidă la compresiune (tabela 20) cu rezistenţele limită după $U - 57 - 43$, se vede că valorile din tabela 20 sunt mai mici decât valorile din $U - 57 - 43$ în medie cu 18%. In tabela 32 se dau valorile comparative ale indicilor de rezistenţă.

Diferenţele dintre rezistenţele normate (rezistenţele limită) după $U - 57 - 43$ şi cele după tabela 20 apar datorită schimbării metodei de încercare a mortarelor. In $U - 57 - 43$, valorile rezistenţelor normate rămăseseră aceleaşi ca şi în OST 90038—39.

Sistemul de încercare a mortarelor pe cuburi pe o fundaţie absorbantă, adoptat în $U - 57 - 43$ pentru determinarea mărcii mortarului, a dus la o creştere a mărcilor în medie cu o treaptă. Deaceea valorile rezistenţelor limită (rezistenţelor normate) după $U - 57 - 43$ corespundeau unei zidării executate de zidari de calificare superioară ($\gamma_1 = 1{,}2$). Coeficientul de siguranţă mare care se lua în calculul construcţiilor (în medie egal cu 3), asigură rezistenţa construcţiilor cu toate că în realitate pentru o zidărie executată de un zidar de calificare mijlocie ($\gamma = 1{,}0$) acesta era mai mic decât valoarea luată în calcul cu circa 18...20%. La elaborarea metodei de calcul al construcţiilor de zidărie după starea limită, atât valorile rezistenţelor zidăriei cât şi cele ale coeficienţilor de siguranţă sunt date în conformitate cu valorile lor reale.

La proiectarea după $U - 57 - 43$ se lua în medie un coeficient de siguranţă $k = 3$. Prin urmare, suprafaţa secţiunii pentru o zidărie de rezistenţă dată se determina cu valoarea $\frac{R^n}{3}$ (rezistenţa admisibilă).

La proiectarea secţiunii prin metoda stării limită trebue să se ia în considerare coeficienţii de supraîncărcare şi omogeneitate. Valorile coeficienţilor de supraîncărcare, determinate pe bază de calcule globale, duc la un coeficient mediu de supraîncărcare pentru clădiri de locuit cu multe etaje de $n = 1{,}15$, iar pentru clădiri industriale cu un singur nivel, cu sarcini din poduri rulante, de $n = 1{,}25$. Dacă se ia conform tabelei 11, coeficientul de omogeneitate pentru zidărie de cărămidă $k = 0{,}5$, se obţine valoarea medie a coeficienţilor de siguranţă:

---

[1]) A se vedea nota dela pag. 121.

Scanned with OKEN Scanner

pentru clădiri de locuit cu multe etaje:

$$k_s = \frac{n}{k} = \frac{1,15}{0,5} = 2,3$$

pentru clădiri industriale cu un singur nivel:

$$k_s = \frac{\bar{n}}{\bar{k}} = \frac{1,25}{0,5} = 2,5$$

Calculând valorile corespunzătoare $\frac{R^n}{k_s}$ se obțin cifrele din tabela 33.

Tabela 33

Comparație între valorile lui $\frac{R^n}{k_s}$ după U-57-43 și după calculul pe baza stării limită

Marca blocului	Marca mortarului în kg/cm² U-57-43 după starea limită						In procente din valorile după U-57-43			
	$k_s = 3$		$k_s = 2,3$		$k_s = 2,5$		$k_s = 2,3$		$k_s = 2,5$	
	50	4	50	4	50	4	50	4	50	4
75	10,7	5,7	10,9	6,1	10,0	5,6	102	107	93	98
100	12,0	6,7	13,0	7,4	12,0	6,8	108	110	100	102
150	14,7	8,3	15,3	9,5	14,0	8,8	104	114	95	106
Medie	—		—		—		107,5		99	

Deci valorile medii ale caracteristicilor normate adaptate în calculul după starea limită, față de valorile după $U - 57 - 43$, duc la o economie de material de 7,5% pentru construcții civile și la un supraconsum de materiale de 1% pentru clădiri industriale cu un singur nivel.

Trebue subliniat că înlocuirea coeficientului unic de siguranță prin trei coeficienți independenți va permite, în cursul cercetărilor viitoare, să se precizeze valorile coeficienților de omogeneitate ai materialelor și cele ale coeficienților de supraîncărcare și prin aceasta va contribui la o extindere a economiei de materiale.

In afară de aceasta, luarea în considerare a unor valori variabile pentru coeficienții de supraîncărcare și omogeneitate duce la întărirea elementelor construcțiilor, care după calculul

Scanned with OKEN Scanner

la sarcinile de rupere păreau insuficient de rezistente şi, dimpotrivă, la micşorarea greutăţii elementelor care aveau un coeficient de siguranţă prea mare. In acest fel, metoda stărilor limită contribue la realizarea unor construcţii mai raţionale din punctul de vedere al construcţiilor de egală rezistenţă.

III. Calculul elementelor nearmate

1. *Coeficienţii condiţiilor de lucru ai zidăriilor*

Prin coeficienţii condiţiilor de lucru se ţine seama de factorii care pot cauza o variaţie a capacităţii portante a zidăriei şi de care nu se ţine seama la determinarea rezistenţei normate a acesteia. Astfel, de exemplu, prin coeficienţii condiţiilor de lucru se iau în considerare reducerile posibile ale capacităţii portante a zidăriilor din blocuri de beton cu ipsos, datorită umezirilor sau datorită utilizării incomplete a capacităţii portante a zidăriei în secţiunile armate cu bare longitudinale.

In cazurile normale, coeficientul condiţiilor de lucru se ia egal cu 1. La calculul elementelor cu secţiune mai mică decât 0,3 m² se ţine seamă de micşorarea posibilă a capacităţii portante a construcţiei, datorită influenţei mari a eventualelor slăbiri locale prin introducerea coeficientului condiţiilor de lucru $m = 0,8$.

Coeficienţii condiţiilor de lucru (m) pentru zidăriile din blocuri de beton cu ipsos, care în mediu umed sunt supuse la înmuiere, sunt date în tabela 34.

Tabela 34

Coeficienţii condiţiilor de lucru (m) pentru zidăriile din blocuri de beton cu ipsos

Regiunea în care se construieşte	Coeficienţii condiţiilor de lucru	
	Pentru zidurile exterioare	Pentru zidurile interioare şi stâlpi
Regiuni cu climă uscată	0,7	0,7
Regiuni cu climă umedă	0,4	0,7

Coeficienţii condiţiilor de lucru pentru zidărie armată (m_z) şi pentru armătură (m_a) sunt daţi în tabela 35.

Scanned with OKEN Scanner

Tabela 35

Coeficienții condițiilor de lucru pentru zidărie armată (m_z) și armătură (m_a)

Tipuri de armătură sau de zidărie	Coeficienții	
	m_z	m_a
Zidărie cu armătură longitudinală, supusă la compresiune centrică sau excentrică cu excentricitări mici	0,85	—
Idem, pentru celelalte cazuri de solicitări	1,0	—
Zidărie cu armătură din rețele (transversală) . . .	1,0	—
Armătură longitudinală	—	1,0
Armătură în rețele	—	0,9

2. *Elemente comprimate centric*

Verificarea secțiunilor elementelor de zidărie la compresiune centrică se face cu formula:

$$N = \Sigma nN^n \leqslant m F R \varphi \qquad (3.19)$$

unde N — valoarea limită a forței axiale;

ΣnN^n — suma produselor forțelor axiale din sarcinile normate și coeficienților respectivi de supraîncărcare (n);

m — coeficientul condițiilor de lucru, care se ia după tabelele 34—35;

R — rezistența de calcul a zidăriei la compresiune; valoarea R este produsul dintre rezistența normată a zidăriei la compresiune după tabelele 20—26 și coeficientul de omogeneitate după tabela 31, adică:

$$R = kR^n$$

F — secțiunea elementului;

φ — coeficientul de flambaj, după tabela 36.

La stabilirea coeficienților de flambaj nu se pot aplica pentru construcțiile de zidărie metodele obișnuite de determinare a forțelor critice, valabile la construcțiile executate din materiale care respectă legea proporționalității. Variația modulului de elasticitate al zidăriei are un rol esențial, iar creșterea simțitoare a deformațiilor datorită micșorării modulului de elasticitate, pe măsura creșterii eforturilor unitare, atrage micșorarea forței critice.

Cercetările experimentale efectuate asupra acestui fenomen au permis profesorului L. I. Onișcic să ajungă la următoarea

Scanned with OKEN Scanner

formulă în care se ține seama de variația modulului de elasticitate al zidăriei :

$$\varphi = \frac{\varphi_0}{1 + \varphi_0} \tag{3.20}$$

unde φ_0 — coeficientul de flambaj, calculat cu formula obișnuită al lui Euler, considerând modulul de elasticitate a zidăriei constant și egal cu $E_0 = \alpha R^n$. Pentru valoarea α, a se vedea tabela 27.

Pentru un coeficient de subțirime al construcției $\lambda = \frac{l_0}{r}$, valoarea φ_0 va fi :

$$\varphi_0 = \frac{\pi^2 E_0}{1{,}1 R^n} \cdot \left(\frac{r}{l_0}\right)^2 = \frac{\pi^2 \alpha}{1{,}1} \left(\frac{r}{l_0}\right)^2 \tag{3.21}$$

Pentru secțiuni dreptunghiulare, $r = \frac{h}{\sqrt{12}}$

$$\varphi_0 = 0{,}75\ \alpha \left(\frac{h}{l_0}\right)^2 = \frac{750}{\lambda^2_{1\ red}} \tag{3.22}$$

unde :

$$\lambda_{1\ red} = \frac{l_0}{h} \sqrt{\frac{1\,000}{\alpha}}$$

In tabela 36 se dau valorile lui φ în funcție de coeficientul de subțirime redus :

$$\lambda_{red} = \frac{l_0}{r} \sqrt{\frac{1\,000}{\alpha}}\ ; \quad \lambda_{1\ red} = \frac{l_0}{h} \sqrt{\frac{1\,000}{\alpha}} \tag{3.23}$$

Tabela 36

Coeficienții de flambaj

Coeficient. de subţir.redus		φ	Coeficient.de subţir. redus		φ	Coeficient. de subţir. redus		φ
$\lambda_{1\ red}$	λ_{red}		$\lambda_{1\ red}$	λ_{red}		$\lambda_{1\ red}$	λ_{red}	
—	—	—	—	—	—	22	76	0,49
—	—	—	12	42	0,80	24	83	0,44
4	14	0,99	13	45,5	0,76	26	90	0,40
5	17,5	0,98	14	49	0,72	28	97	0,36
6	21	0,96	15	52,5	0,69	30	104	0,32
7	24,5	0,94	16	56	0,66	32	111	0,29
8	28	0,92	17	59,5	0,63	34	118	0,26
9	31,5	0,90	18	63	0,60	36	125	0,23
10	36	0,88	20	70	0,54	—	—	—
11	38,5	0,84	—	—	—	—	—	—

Scanned with OKEN Scanner

Exemplul 1. Să se verifice secțiunea unui stâlp de cărămidă pentru următoarele date: în secțiunea de calcul a stâlpului acționează o forță axială permanentă, a cărei valoare normată este $N_1^n = 20$ tone, cu coeficientul de supraîncărcare $n_1 = 1{,}1$ și una utilă $N_2^n = 10$ tone, cu coeficientul de supraîncărcare $n_2 = 1{,}4$.

Lungimea de flambaj a stâlpului: $l_0 = 3{,}5$ m; secțiunea — 64 × 64 cm. Zidăria este executată din cărămidă de marca 75, cu mortar de marca 25. Lucrarea fiind de clasa B, pe șantier nu se fac încercări de control pentru mortar și cărămidă.

Secțiunea stâlpului se verifică cu formula (3.19). Rezultă valorile:

$$N = n_1 N_1^n + n_2 N_2^n = 1{,}1 \times 20 + 1{,}4 \times 10 = 36 \text{ t}$$

Din tabela 20 pentru zidărie de cărămidă și pentru cărămidă de marca 75 și mortar de marca 25 se găsește $R^n = 20$ kg/cm².

Din tabela 31, coeficientul de omogeneitate $k = 0{,}5$.

Valoarea rezistenței de calcul a zidăriei va fi:

$$R = 0{,}5 \times 20 = 10 \text{ kg/cm}^2$$

Pentru determinarea coeficientului de flambaj φ, din tabela 27 pentru zidărie de cărămidă cu mortar de marca 25 se găsește valoarea caracteristicii elastice $\alpha = 700$, de unde:

$$\lambda_{1\,red} = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{350}{64}\sqrt{\frac{1000}{700}} = 6{,}6$$

Acestei valori $\lambda_{1\,red}$ îi corespunde în tabela 36 $\varphi = 0{,}94$. Inlocuind în formula (3,19) se obține:

$$N = 36\,000 < 10 \times 64^2 \times 0{,}94 \text{ sau } 36\,000 < 38\,500$$

adică inegalitatea este satisfăcută, capacitatea portantă a secțiunii fiind deci suficientă.

3. *Elemente comprimate excentric*

a) **Cercetări asupra secțiunilor comprimte excentric.** Compresiunea excentrică este solicitarea curentă a construcțiilor de zidărie. Secțiunile zidurilor și stâlpilor clădirilor, buiandrugilor, fundațiilor etc. se calculează la compresiune excentrică. In laboratorul pentru construcțiile de zidărie al ȚNIPS-ului se fac de peste 15 ani cercetări experimentale pentru determinarea capacității portante a elementelor de zidărie comprimate

Scanned with OKEN Scanner

excentric. Aceste cercetări au arătat categoric că formulele rezistenței materialelor nu pot exprima proprietățile reale ale elementelor de construcții din zidărie. Capacitatea portantă a acestora, determinată experimental, a rezultat mai mare decât cea dată de formulele teoretice din rezistența materialelor.

Pentru o excentricitate a forței normale egală cu 1/3 din înălțimea secțiunii, capacitatea portantă determinată experimental era mai mare decât capacitatea portantă dată de formulele teoretice cu mai mult de două ori. Cu cât creșteau excentricitățile, această diferență se mărea. Formulele de calcul date în OST—90038—39 și în U—57—43 țineau seama de această proprietate a zidăriilor și permiteau, în multe cazuri, reduceri ale secțiunii elementelor de construcții.

Elementul care a stat la baza deducerii formulelor de calcul a fost posibilitatea, verificată experimental, de a se ține seama numai de capacitatea portantă a zonei comprimate a secțiunii deoarece în zona întinsă apar fisuri. Mărimea deschiderii acestor fisuri, când se impun anumite limite excentricității forței axiale, nu depășește mărimea fisurilor datorite deformațiilor din temperatură și contracție și nu influențează exploatarea normală a construcțiilor.

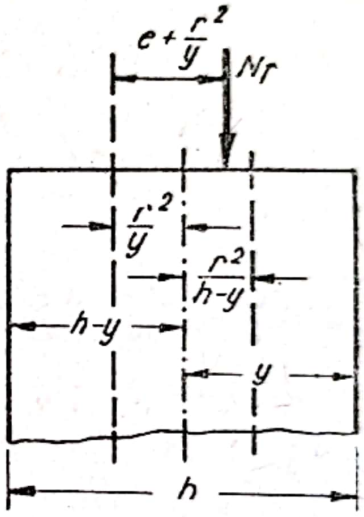

Fig. 23. Schema de calcul pentru formula (3.24)

Formulele de calcul date în U—57—43 se bazau pe metoda de calcul după sarcinile de rupere. Pentru deducerea lor, s'a folosit o lege remarcată la încercarea prismelor de zidărie și beton la compresiune excentrică cu excentricități mici $e_0 < 0{,}25$ h.

Incercările au arătat că momentul de rupere în raport cu marginea mai puțin comprimată (sau întinsă) a secțiunii rămâne constant când variază excentricitatea.

Din rezistența materialelor se știe că pentru secțiuni din materiale care respectă legea proporționalității, momentul de rupere în raport cu marginea sâmburelui central rămâne constant când variază excentricitatea forței. Intr'adevăr, cu notațiile din fig. 23:

$$N_r\left(e_0+\frac{r^2}{y}\right)=\frac{R^n F}{1+\frac{e_0 y}{r^2}}\left(e_0+\frac{r^2}{y}\right)=\frac{r^2}{y}R^n\times F=\text{const.} \qquad (3.24)$$

unde r — raza de giraţie a secţiunii;
y — distanţa dela ax până la fibra cea mai comprimată a elementului.

O bună concordanţă cu încercările pentru excentricităţi relativ mici se obţine dacă se consideră momentul de rupere în raport cu marginea mai puţin comprimată (sau întinsă) a secţiunii, constant. Atunci, cu notaţiile din fig. 24:

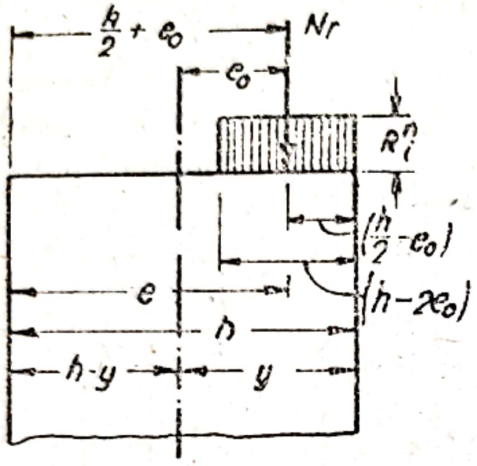

Fig. 24. Schema de calcul pentru formula (3.25)

$$N_r \times e = \text{const.} \qquad (3.25)$$

Dacă forţa se aplică după axul elementului, rezultă:

$$RF\,(h-y) = \text{const}$$

de unde:

$$N_r\,(e_0+h-y) = R^n F\,(h-y) \qquad (3.26)$$

sau:

$$N_r = \frac{RF}{1+\frac{e_0}{h-y}} \qquad (3.27)$$

Dacă se ţine seama şi de coeficientul de flambaj φ, se obţine:

$$N_r = \frac{R^n \cdot F\varphi}{1+\frac{e_0}{h-y}} \qquad (3.28)$$

Această formulă este valabilă pentru excentricităţi relativ mici ale forţei deoarece, îndată ce se ivesc eforturi unitare de întindere mai mari care depăşesc rezistenţa la întindere a zidăriei, o parte din secţiune nu mai lucrează, ceeace face ca valoarea momentului de rupere să scadă, iar valoarea momentului forţei de rupere faţă de marginea secţiunii să nu mai rămână constantă.

Se poate folosi formula (3.28) pentru excentricităţi:

$$e_0 \leqslant 0{,}5\,y$$

Pentru $e_0 > 0{,}5\,y$, după $U-57-43$, în formula (3.28) se introduce un coeficient de corecţie γ, care ţine seama de faptul că o parte din secţiune nu mai lucrează.

Pentru γ, după $U-57-43$, se lua valoarea:

$$\gamma = 2\left(1-\frac{e_0}{y}\right),$$

iar formula de calcul după $U-57-43$ pentru $e_0 > 0{,}5\ y$ devenea:

$$N_r = \frac{R^n F \gamma \varphi'}{1 + \frac{e_0}{h-y}} \tag{3.30}$$

Valoarea coeficientului de flambaj φ' pentru excentricități mai mari ale forței normale se determină, ținând seama de posibilitatea deschiderii rosturilor în zona întinsă, considerând o înălțime convențională a secțiunii $h' = \gamma h$ (respectiv o rază de girație convențională $r' = \gamma r$).

Valorile limită e_{lim} ale excentricității, sub care capacitatea portantă a secțiunii se determină cu formulele (3.28) sau (3.30), fără să mai fie necesară o verificare a zonei întinse, sunt date în tabela 37.

Tabela 37

Valorile limită ale excentricității (e_{lim}), sub care, după U-57-43, nu se mai cere verificarea zonei întinse a secțiunii

Natura solicitărilor și a elementelor de construcții	$\frac{e_{Lim}}{y}$
Pentru calculul la sarcinile de bază:	
a) arce și bolți	0,5
b) alte elemente de construcții	0,6
Pentru calculul la sarcinile de bază + sarcinile suplimentare pentru orice element de construcție	0,7
Pentru calculul la solicitări speciale	0,8

La valori ale excentricităților forței normale, depășind pe cele date în tabela 37, pentru limitarea deschiderii rosturilor, după $U-57-43$ se cere să se facă și verificarea zonei întinse a secțiunii cu formula din rezistența materialelor:

$$R^n_{ti} = \frac{N_f}{F}\left[\frac{F e_0 (h-y)}{J} - 1\right]$$

de unde:

$$N_f = k_f N = \frac{F R^n_{ti}}{\frac{F e_0 (h-y)}{J} - 1} \tag{3.31}$$

unde R^n_{ti} — rezistența normată la întindere din încovoiere pentru secțiuni nețesute (tabela 28);

Scanned with OKEN Scanner

k_f — coeficientul de siguranță la apariția fisurilor în zona întinsă, care se ia între 1,25 și 3, în funcție de condițiile de exploatare stabilite pentru construcție.

Pentru zidurile și stâlpii clădirilor cu tencuială obișnuită $k_f = 1{,}25$. Pentru pereți de rezervoare și alte construcții asemănătoare, unde apariția fisurilor împiedică regimul normal de exploatare, $k_f = 3$.

Ca excentricitate limită pentru secțiunile nearmate se consideră $e_0 \leqslant 0{,}9\,y$. Pentru excentricități mai mari este necesar să se prevadă armătura longitudinală în zona întinsă.

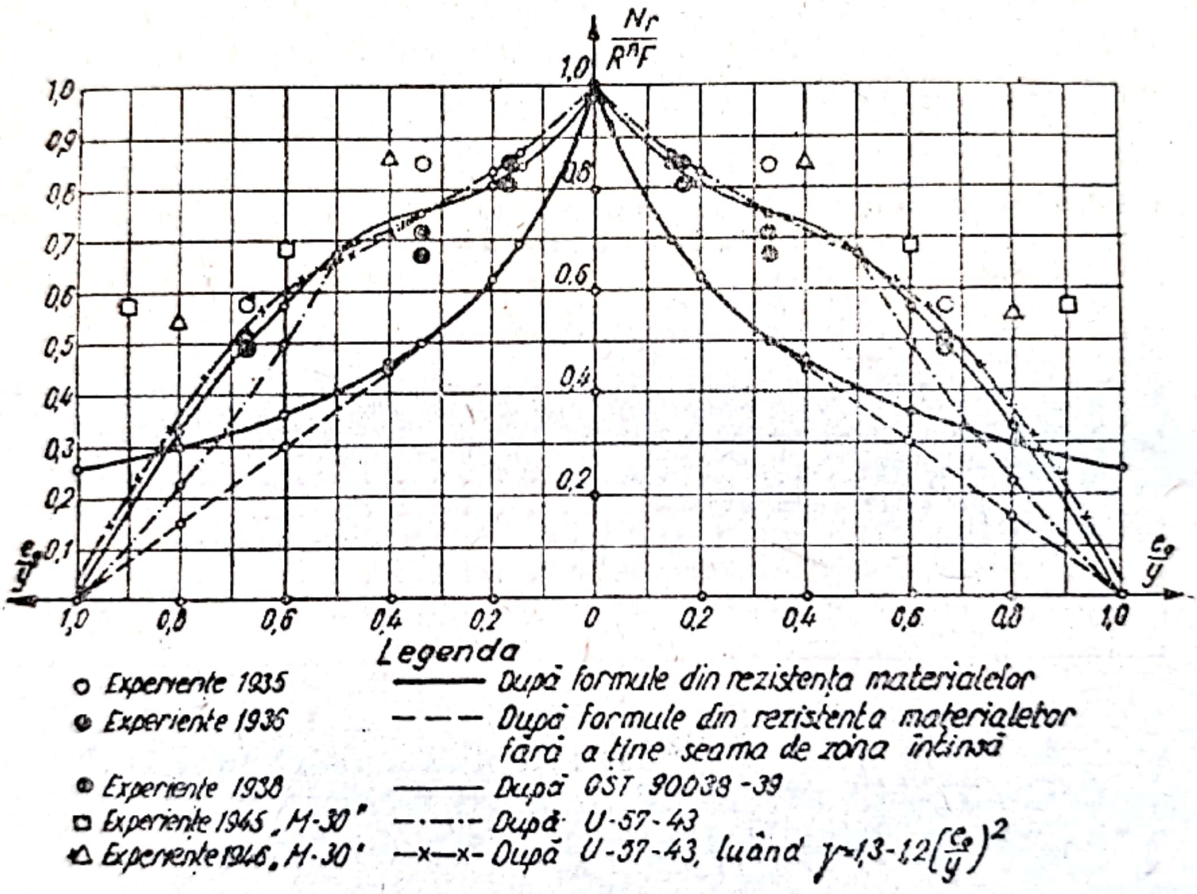

Fig. 25. Rezistența relativă a unei secțiuni dreptunghiulare la compresiune excentrică (după date experimentale, după OST 90038-39, U-57-43 și după formulele rezistenței materialelor)

In graficul din figura 25 se dau, comparativ, valorile capacității portante a secțiunii, calculate cu formulele rezistenței materialelor, după OST 90038—39, după $U-57-43$, și cele determinate experimental. In acest grafic sunt luate în ordonată valorile coeficienților $\psi = \frac{N_r}{R^n F}$, care caracterizează

micșorarea capacității portante a secțiunii comprimate excentric în comparație cu capacitatea portantă la compresiune centrică. Trebue să se remarce că încercările pe care sunt bazate formulele de calcul din $U-57-43$ s'au efectuat pe prisme de secțiune dreptunghiulară, la excentricități ale forțelor normale până la $\frac{1}{3}$ h. Capacitatea portantă pentru excentricități mai mari s'a luat prin extrapolare, considerând că atunci când forța se aplică la marginea secțiunii ($e_0 = y$), valoarea forței de rupere trebue să fie egală cu zero.

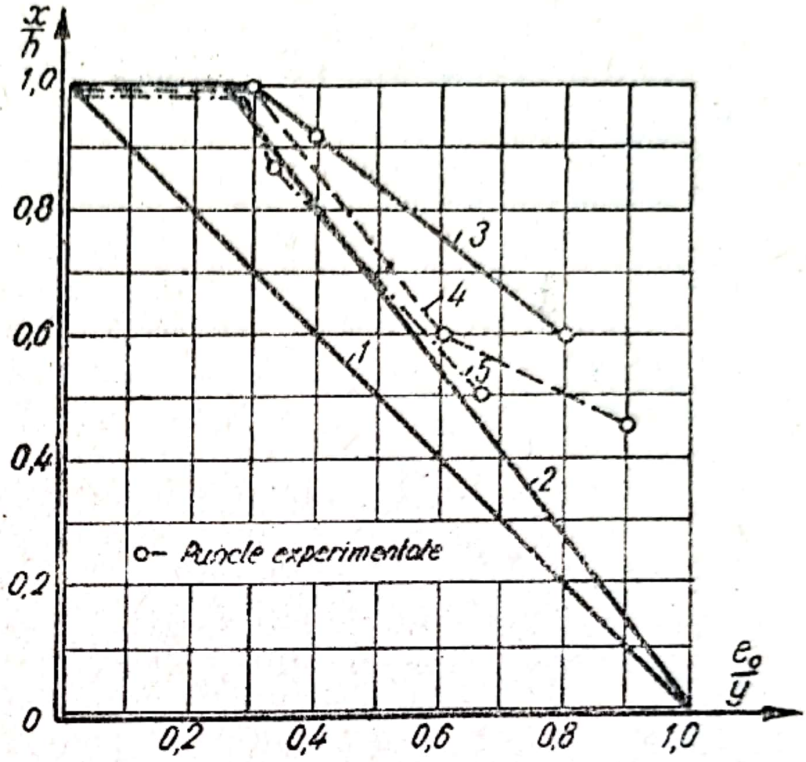

Fig. 26. Raportul dintre înălțimea (x) a zonei comprimate (active) a secțiunii și înălțimea totală (h):
1. Considerând o diagramă dreptunghiulară de distribuție a eforturilor unitare
2. Considerând distribuția eforturilor unitare după o parabolă de gradul II
3. Punctele experimentale pentru probe de 25 × 25 cm, din cărămidă M-100 cu mortar M-30 (1945)
4. Punctele experimentale pentru probe cu dimensiunile 38 × 38 cm, din cărămidă M-125 cu mortar M-30 (1945)
5. Punctele experimentale pentru probe cu dimensiunile 51 × 64 cm, din cărămidă M-200 cu mortar M-15 (1938)
(semnificațiile lui e_0 și y conform figurii 23)

Mai târziu, în anii 1945...1946, autorul a făcut cercetări experimentale suplimentare pe baza cărora s'a determinat capacitatea portantă a secțiunii și pentru excentricități mai mari ale forței normale, și deasemenea posibilitatea extinderii formulelor de calcul pentru secțiunile T. Pentru scoaterea în evidență a mărimii zonei comprimate (active) a secțiunii, s'au măsurat adâncimile deschiderii rosturilor din zona întinsă a probelor.

Valorile sunt date în figura 26.

In figura 26 se dau deasemenea mărimile teoretice ale zonei active a secțiunii, obținute în ipotezele că eforturile unitare din secțiune sunt distribuite după o parabolă de gradul II sau după un dreptunghiu.

Scanned with OKEN Scanner

Înălțimile zonei active, măsurate experimental, au fost mai mari decât cele teoretice după ambele ipoteze de distribuție a eforturilor unitare. Înălțimea minimă a zonei active după aceste experiențe a rezultat de circa 0,45 h pentru o excentricitate $e_0 = 0{,}9\,y$.

Aceasta arată că sub limitele impuse excentricităților (a se vedea tabela 37) înălțimile zonelor active sunt suficient de mari, iar mărimea deschiderii fisurilor din zona întinsă este limitată.

Incercările au arătat deasemenea că la excentricități de ordinul (0,6...0,7) y, fisuri vizibile în zona întinsă apar numai la sarcini care determină apariția fisurilor și în zona comprimată a secțiunii. La excentricități mai mari ale forței normale, pentru a limita deschiderea fisurilor, este indicat să se micșoreze valoarea forței limită. Aceasta se obține limitând valorile eforturilor unitare din zona întinsă a secțiunii, după formula (3.31). După această formulă, capacitatea portantă a secțiunii (forța limită), chiar pentru un coeficient de siguranță redus $k_s = 1{,}25$, este considerabil mai mică decât cea după calculul cu secțiunea activă.

Incercările au permis să se precizeze valoarea capacității portante a secțiunii pentru excentricități mari, calculată cu formula (3.30) și să se propună pentru coeficientul γ, în locul expresiei :

$$\gamma = 2\left(1 - \frac{e_0}{y}\right)$$

o expresie nouă prin a cărei utilizare forța limită la excentricități mari se mărește într'o oarecare măsură :

$$\gamma = 1{,}3 - 1{,}2\left(\frac{e_0}{y}\right)^2 \qquad (3.32)$$

In figura 25 se dă curba valorilor $\frac{N_r}{R^n F}$, calculată folosind noua expresie a coeficientului de corecție γ.

Capacitatea portantă a secțiunilor comprimate excentric, cu excentricități mai mari, este dată de formula de calcul cu oarecare aproximație deoarece numărul încercărilor este redus, în special pentru secțiunile în T. Continuarea cercetărilor în acest domeniu prezintă un mare interes și va putea probabil să scoată în evidență relațiile de dependență a capacității portante a secțiunii nu numai de excentricitatea forței normale, dar și de proprietățile elastice ale zidăriei (în primul rând de marca mortarului).

Scanned with OKEN Scanner

Pentru unificarea metodelor de calcul ale construcțiilor de zidărie, beton și beton armat, calculul capacității portante a secțiunilor pentru excentricități mari se poate face pornind dela o diagramă dreptunghiulară a eforturilor unitare din zona comprimată a secțiunii.

S'a arătat mai sus că la excentricități mici, când $e_0 < 0{,}5\ y$, o bună concordanță cu rezultatele experimentale se obține prin aplicarea formulelor deduse din ipoteza că momentul de rupere în raport cu marginea mai puțin comprimată a secțiunii rămâne constant. Pentru secțiunea dreptunghiulară, aceasta duce la expresia:

$$M_r = 0{,}5\ R^n\ bh^2 \tag{3.33}$$

Dacă se consideră cazul limită — când proprietățile plastice ale zidăriei apar cel mai complect, diagrama eforturilor unitare va avea forma dreptunghiulară. O astfel de ipoteză influențează puțin valoarea forței de rupere și permite o simplificare simțitoare a formulelor de calcul. Pe baza acestor considerații profesorul P. L. Pasternac a propus ca pentru secțiunile elementelor de beton și zidărie să se considere în mod convențional o distribuție dreptunghiulară a eforturilor unitare din zona comprimată.

Adoptând diagrama dreptunghiulară, valoarea momentului de rupere pentru cazul secțiunii dreptunghiulare se poate determina scriind condiția egalității momentelor forțelor exterioare și eforturilor interioare în raport cu marginea întinsă a secțiunii (a se vedea figura 24)

$$\frac{M_r'}{bh^2} = 0{,}5\ R_i^n \left[1 - 4\left(\frac{e_0}{h}\right)^2\right] \tag{3.34}$$

unde R_i^n — rezistența limită a zidăriei la compresiune excentrică.

Pentru a păstra constant termenul din dreapta al acestei egalități trebue să se admită că rezistența limită R_i^n poate fi determinată cu formula:

$$R_i^n = \frac{R^n}{1 - 4\left(\frac{e_0}{h}\right)^2} \tag{3.35}$$

Calculul după formula (3.33) și calculul în ipoteza diagramei dreptunghiulare, luând rezistența limită a materialului după formula (3.35), duc, după cât se vede, la acelaș

Scanned with OKEN Scanner

rezultat. Pentru excentricități mari ($e_0 > 0,5\,y$), după cum s'a arătat mai sus, formula (3.33) nu se mai poate aplica.

Calculul construcțiilor de zidărie armată diferă întrucâtva. Pentru excentricități mici, când întreaga secțiune lucrează la compresiune, starea de solicitare este analoagă cu cea arătată pentru zidăria nearmată. Pentru excentricități mari, când pe una din fețele secțiunii apar eforturi de întindere, analogia nu mai este valabilă deoarece prin apariția unei forțe de întindere (forța din armături) înălțimea zonei active (comprimate) se mărește.

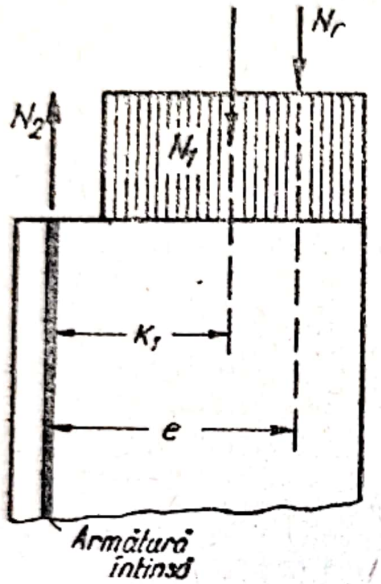

Fig. 27. Schema de calcul pentru formula (3,37)

Adoptând notațiile din figura 27, din condițiile de echilibru între forțele exterioare și eforturile interioare, se poate scrie:

$$N_r\,e = N_1\,k_1 \quad \text{și} \quad N_r = N_1 - N_2\,; \qquad (3.36)$$

de unde:

$$k_1 = \frac{e}{1 + \frac{N_2}{N_r}} \qquad (3.37)$$

respectiv k_1 se micșorează când există și o armătură N_2, iar înălțimea zonei comprimate se mărește. În cazul în care nu există armătură, e și k_1 trebue să fie egali. Această diferență între mărimile zonelor active arată că pentru excentricități $e_0 > 0,5\,y$ nu se mai poate face o analogie între formulele de calcul pentru secțiunile armate și nearmate.

Prin urmare, pentru excentricități mici $e_0 < 0,5\,y$, pentru secțiuni dreptunghiulare și în T, formula bazată pe ipoteza momentului de rupere constant în raport cu marginea mai puțin comprimată a secțiunii reflectă destul de bine rezultatele experimentale, atât pentru construcțiile armate cât și pentru cele nearmate.

Pentru excentricități $e_0 > 0,5\,y$, între secțiunile armate și cele nearmate apare o diferență, care constă în aceea că înălțimea zonei active se micșorează mai repede la secțiunile nearmate decât la cele armate. Pentru secțiunile armate, prin analogie cu betonul armat, la excentricități mari rezistența limită a zonei comprimate a zidăriei se ia constantă și egală cu:

$$R_i^n = 1,25\,R^n \qquad (3.38)$$

Scanned with OKEN Scanner

Pentru construcțiile nearmate, la care înălțimea zonei active se micșorează mai repede, coeficientul de sporire al rezistenței limită trebue luat mai mare decât la elementele armate.

O concordanță satisfăcătoare cu încercările se poate obține dacă se ia în acest caz pentru R_i^n valoarea :

$$\frac{R_i^n}{R^n} = 1{,}25\left(\frac{(e_0)^2}{y}\right) + 1 \qquad (3.39)$$

In tabelele 38 și 39 se dau valorile $\psi = \frac{N_r}{R^n F}$ calculate după formula (30), considerând $\gamma = -1{,}2\left(\frac{e_0}{y}\right)^2 + 1{,}3$ în comparație cu cele calculate după diagrama dreptunghiulară, în care s'a luat R_i^n după formula (3.39). Rezultatele celor două moduri de calcul nu diferă mult între ele.

Tabela 38

Valorile $\psi = \frac{N_r}{R^n F}$ pentru secțiuni dreptunghiulare

$\frac{e_0}{y}$	Diagrama dreptunghiulară $R_i^n = \left[1{,}25\left(\frac{e_0}{y}\right)^2 + 1\right] R^n$	După formula $\frac{N_r}{R_*^n F} = \frac{\gamma}{1 + \frac{e_0}{h-y}}$
0,45	0,69	0,69
0,50	0,66	0,66
0,60	0,58	0,55
0,90	0,20	0,18

Tabela 39

Valorile $\psi = \frac{N_r}{R^n F}$ pentru secțiuni T

$\frac{e_0}{y}$	Diagrama dreptunghiulară $R_i^n = \left[1{,}25\left(\frac{e_0}{y}\right)^2 + 1\right] R^n$	După formula $\frac{N_r}{R^n F} = \frac{\gamma}{1 + \frac{e_0}{h-y}}$
− 0,60	0,66	0,68
− 0,90	0,24	0,28
+ 0,60	0,32	0,40
+ 0,90	0,10	0,12

Scanned with OKEN Scanner

b) **Calculul secțiunilor comprimate excentric după capacitatea portantă.** Calculul secțiunilor comprimate excentric după prima stare limită, adică după capacitatea portantă, se face pe baza considerațiilor arătate mai sus.

Pentru calculul secțiunii este necesar să se determine valoarea maximă a excentricității forței normale. Dacă această valoare nu depășește valorile date în tabela 40, secțiunea se verifică numai la capacitatea portantă: pentru $e_0 \leqslant 0{,}5\,y$, cu formula (3.28), iar pentru $e_0 > 0{,}5\,y$ considerând în zona comprimată a secțiunii o diagramă dreptunghiulară a eforturilor unitare, iar rezistența limită a zidăriei la încovoiere R_i^n după formula (3.39).

Dacă e_{lim} depășește valorile date în tabela 40, calculul trebue făcut după starea limită a treia, adică trebue limitată deschiderea rostului.

Pentru $e_0 \geqslant 0{,}9\,y$ (a se vedea fig. 24) secțiunea trebue armată cu o armătură longitudinală.

Tabela 40

Excentricitățile limită e_{lim} pentru elemente de zidărie comprimate excentric, fără armare longitudinală în zona întinsă, pentru care devine necesar calculul după deschiderea limită a fisurilor

Ipoteza de încărcare	e_{lim}
Sarcini de bază (combinație principală)	0,6 y [1]
Sarcini de bază + suplimentare (combinație suplimentară) . .	0,75 y [1]

Pentru excentricități ale forței normale $e_0 \leqslant 0{,}5\,y$ formula de calcul ia forma:

$$N = \Sigma\, nN^n \leqslant \frac{mRF\varphi}{1 + \frac{e_0}{h - y}} \qquad (3.40)$$

Pentru $e_0 > 0{,}5\,y$ calculul se face cu formulele (3.41) sau (3.44):

$$N = \Sigma\, nN^n \leqslant mF_c R_i \varphi \qquad (3.41)$$

unde R_i — se calculează cu formula (3.39);
F_c — aria zonei comprimate a secțiunii.

[1]) y — distanța dela centrul de greutate până la marginea secțiunii în direcția excentricității.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru secţiuni dreptunghiulare, înălţimea zonei comprimate este $x = h - 2e_0$ (a se vedea fig. 24).

Pentru secţiuni în T, la determinarea înălţimii zonei active x trebue deosebite două cazuri:

1. Pentru $c > 2g$, x se calculează din ecuaţia:

$$x = 2g \tag{3.42}$$

unde g — distanţa dela punctul de aplicaţie al forţei până la marginea comprimată a secţiunii;

c — înălţimea nervurii, respectiv a plăcii secţiunii în T, pe care se aplică forţa normală.

2. Pentru $c < 2g$, x se calculează din ecuaţia:

$$S'_c = F_c \cdot g \tag{3.43}$$

unde S'_c — momentul static al zonei active a secţiunii, în raport cu marginea comprimată;

F_c — aria zonei comprimate a secţiunii (a se vedea fig. 28).

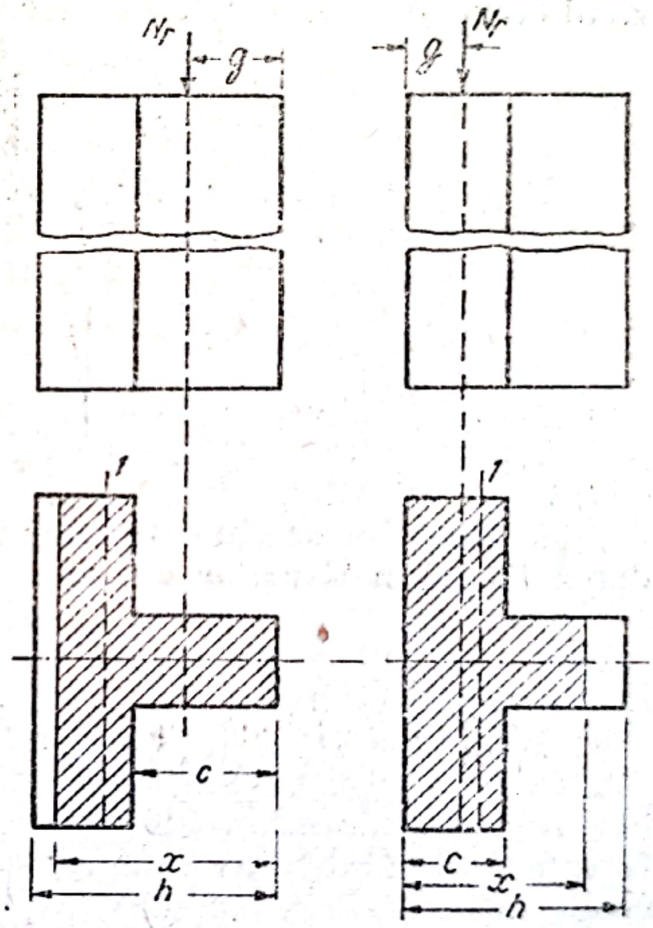

Fig. 28. Inălţimea zonei active a secţiunii în T 1 — axa care trece prin centrul de greutate al secţiunii

Valoarea căutată x este conţinută în expresiile lui F_c şi S'_c.

Formula (3.43) exprimă condiţia că punctul de aplicaţie al forţei N coincide cu centrul de greutate al zonei comprimate şi dă în raport cu x o ecuaţie de gradul 2, a cărei rezolvare nu prezintă dificultăţi.

Pentru $e_0 > 0{,}5\,y$, calculul se poate face şi cu formula:

$$N = \Sigma\, nN^n \leqslant \frac{mRF\gamma\varphi}{1 + \frac{e_0}{h - y}} \tag{3.44}$$

Scanned with OKEN Scanner

unde :

$$\gamma = 1{,}3 - 1{,}2\left(\frac{e_0}{y}\right)^2 \qquad (3.45)$$

In proiectul noilor Condiţii Tehnice pentru proiectarea construcţiilor de zidărie, pentru cazul excentricităţilor mari ale forţei normale ($e_0 > 0{,}5\,y$), s'a adoptat la propunerea profesorului L. I. Onişcic, formula de calcul (3.41).

Valoarea R_i în acest caz se determină după formula valabilă pentru compresiunea locală în zidărie :

$$R_i = R\sqrt[3]{\frac{F}{F_c}} \qquad (3.39\ a)$$

Pentru secţiuni dreptunghiulare, luând înălţimea zonei comprimate $x = h - 2\,e_0$, rezultă :

$$R_i = R\sqrt[3]{\frac{1}{1 - 2\,\frac{e_0}{h}}} \qquad (3.39\ b)$$

Pentru secţiunile în T, F_c se calculează cu formulele (3.42) sau (3.43).

c) **Calculul secţiunilor comprimate excentric, la deschiderea limită a fisurilor din zona întinsă.**

Pentru $0{,}9\,y > e_0 > e_{lim}$, unde e_{lim} are valorile date în tabela 40, trebue limitate deschiderile rosturilor din zona întinsă a secţiunii.

Limitarea deschiderii rosturilor se verifică printr'un calcul convenţional al capacităţii portante a zonei întinse a secţiunii, în care se admite, în anumite limite, posibilitatea apariţiei fisurilor. Calculul se face cu formula (3.46), în care se prevede coeficientul m_f al condiţiilor de lucru ale construcţiei. Pentru construcţiile unde nu se pot admite fisuri în zona întinsă, se iau pentru m_f valori mai mici decât cele date în tabela 41. Pentru construcţiile unde în timpul exploatării se poate admite, în anumite limite, o deschidere a rosturilor în zona întinsă, m_f se ia mai mare (tabela 41), dar şi în aceste cazuri capacitatea portantă a secţiunii este limitată prin formula (3.46) de valorile admisibile ale deschiderii rosturilor.

Capacitatea portantă a secţiunii care limitează valoarea deschiderii rosturilor din zona întinsă se determină cu formula :

$$N = \Sigma\, n N^n \leqslant \frac{m R_{ti} F}{\frac{F e_0 (h - y)}{J} - 1} \qquad (3.46)$$

Scanned with OKEN Scanner

Valorile R_{tt} se iau din tabela 28, cu coeficienții de omogeneitate după tabela 31. Valorile m_f se iau din tabela 41.

Tabela 41

Coeficienții m_f pentru calculul construcțiilor de zidărie după deschiderea limită a rosturilor

Condițiile de lucru ale zidăriei	Clasa construcției		
	I	II	III
Zidărie nearmată solicitată excentric, cu tencuială obișnuită	1,5	2	3
Idem, cu tencuială hidrofugă la construcțiile supuse la o presiune hidrostatică	1,2	1,5	2
Idem, cu tencuială rezistentă la acizi sau căptușită cu chit din sticlă lichidă	0,8	1	1

Exemplul 2. Să se verifice secțiunea în T a unui zid al unei clădiri de zidărie pentru următoarele date:

a) Zidăria este executată din cărămidă M — 75 cu mortar M — 25. Lucrarea de clasa B; dimensiunile secțiunii sunt date în figura 29, înălțimea de flambaj a zidului — 7,0 m.

b) Eforturile N^n și M^n în secțiunea de calcul din sarcinile normate și coeficienții de supraîncărcare (n):

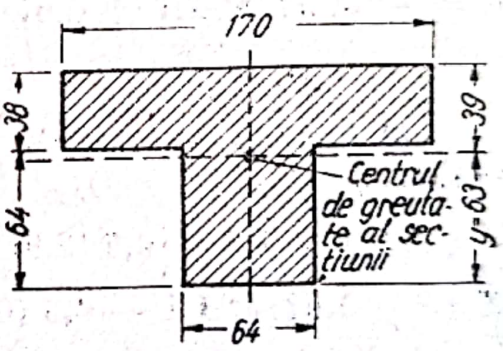

Fig. 29.

— Din greutatea proprie a construcției:

$$N_1^n = 25{,}9\ t;\ M_1^n = 1{,}57\ tm;\ n_1 = 1{,}1;$$

— Din zăpadă:

$$N_2 = 3{,}6\ t;\ M_2^N = -0{,}07\ tm;\ n_2 = 1{,}4$$

— Din sarcina verticală dată de podurile rulante:

$$N_3^n = 20{,}4\ t;\ M_3^n = -1{,}6\ tm;\ n_3 = 1{,}3$$

— Din sarcina orizontală dată de podurile rulante:

$$M_4^n = \pm 0{,}21\ tm;\ n_4 = 1{,}3.$$

Scanned with OKEN Scanner

— Din acțiunea vântului :

$$M_5^n = -3{,}2\ tm\ ;\ n_5 = 1{,}2$$

Caracteristicile geometrice ale secțiunii :

— suprafața secțiunii :

$$F = 1{,}7 \times 0{,}38 + 0{,}64 \times 0{,}64 \approx 1{,}0\ m^2$$

— poziția centrului de greutate al secțiunii :

$$y_c = \frac{1{,}70 \times 0{,}38 \times 0{,}19 + 0{,}64 \times 0{,}64\,(0{,}32 + 0{,}38)}{1{,}0} = 0{,}39\ m.$$

Momentul de inerție, în raport cu axa care trece prin centrul de greutate al secțiunii :

$$J = 0{,}881\ m^4$$

Ipoteza de încărcare :

a) Sarcini principale (combinație principală)

$$N = 25{,}9 \times 1{,}1 + 3{,}6 \times 1{,}4 + 20{,}4 \times 1{,}3 \approx 60\ t$$

$$M = -(1{,}57 \times 1{,}1 + 0{,}07 \times 1{,}4 + 1{,}6 \times 1{,}3 + 0{,}21 \times 1{,}3) = -4{,}16\ tm$$

b) Sarcini principale + suplimentare (combinație suplimentară)

$$N = 25{,}9 \times 1{,}1 + 0{,}9\,(3{,}6 \times 1{,}4 + 20{,}4 \times 1{,}3) = 57\ t$$

$$M = -1{,}57 \times 1{,}1 - 0{,}9\,(0{,}07 \times 1{,}4 + 1{,}6 \times 1{,}3 + 0{,}21 \times 1{,}3 + 3{,}2 \times 1{,}2) = -5{,}6\ tm$$

Coeficientul 0,9 pentru combinația suplimentară se aplică la toate sarcinile, în afară de cele permanente.

Excentricitățile maxime. Pentru combinația principală :

$$e_0 = \frac{N}{N} = \frac{416\,000}{60\,000} = 7\ cm\ ;\quad \frac{e_0}{y} = \frac{7}{63} = 0{,}11 < 0{,}6.$$

Pentru combinația suplimentară :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{560\,000}{57\,000} = 9{,}8\ cm\ ;\ \frac{e_0}{y} = \frac{9{,}8}{63} \approx 0{,}16 < 0{,}75$$

Valoarea lui $\frac{e_0}{y}$ pentru ambele combinații de sarcini este mai mică decât e_{lim} din tabela 40 și mai mică decât 0,5. Deci,

Scanned with OKEN Scanner

pentru verificarea secțiunii trebue să se aplice formula (3.40)

$$N = \Sigma\, n N^n \leqslant \frac{m R \varphi F}{1 + \frac{e_0}{h - y}}$$

$m = 1$, deoarece suprafața secțiunii este mai mare decât 0,3 m²

R — din tabela 20, ținând seama de k din tabela 21, va fi

$$R = k\, R^n = 0{,}5 \times 20 = 10 \text{ kg/cm}^2$$

Pentru determinarea lui φ, se găsește în tabela 27 $\alpha = 700$; avem atunci:

$$\lambda_{lim} = \frac{l_0}{r} \sqrt{\frac{1\,000}{\alpha}} = \frac{700}{29{,}6} \sqrt{\frac{1\,000}{700}} = 28$$

unde

$$r = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{0{,}0\,881}{1{,}0}} = 0{,}296 \text{ m} = 29{,}6 \text{ cm}$$

Din tabela 36 se găsește $\varphi = 0{,}92$.

Inlocuind valorile de mai sus în formula de calcul (3.40) se găsește pentru combinația principală de sarcini:

$$N = 60\,000 \leqslant \frac{10 \times 10\,000 \times 0{,}92}{1 + \frac{7}{39}} = 78\,000$$

pentru combinația suplimentară de sarcini:

$$N = 57\,000 < \frac{10 \times 10\,000 \times 0{,}92}{1 + \frac{98}{39}} = 73\,000$$

Inegalitatea este satisfăcută, adică dimensiunile secțiunii sunt suficiente.

Exemplul *3*. Să se verifice secțiunea în T a unui zid, pentru următoarele date:

a) Zidăria este executată din cărămidă M — 75 cu mortar M — 25.

Clasa lucrării B; dimensiunile secțiunii sunt date în figura 30; înălțimea de flambaj a zidului $r_0 = 5{,}5$ m.

Scanned with OKEN Scanner

b) Eforturile (N^n și M^n) în secțiunea de calcul a unui spalet din sarcinile normate și coeficienții de supraîncărcare (n):

— pentru greutatea proprie a construcției:

$N_1^n = 15{,}0$ t; $M_1^n = 1{,}72$ tm; $n_1 = 1{,}1$

— pentru zăpadă:

$N_1^n = 3{,}6$ t; $M_2^n = 0{,}94$ tm; $n_2 = 1{,}4$

— pentru acțiunea vântului:

$M_3^n = 1{,}86$ tm; $n_3 = 1{,}2$

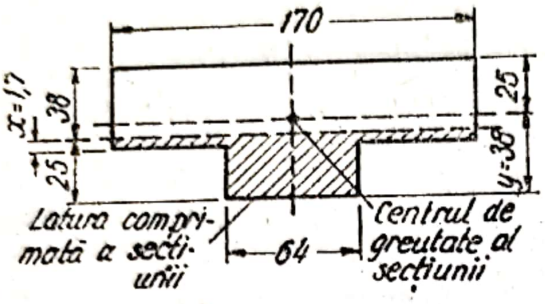

Fig. 30.

Caracteristicile geometrice ale secțiunii.

Aria secțiunii:

$$F = 1{,}7 \times 0{,}38 + 0{,}64 \times 0{,}25 = 0{,}806 \text{ m}^2$$

Poziția centrului de greutate:

$$y_c = \frac{1{,}7 \times 0{,}38 \times 0{,}19 + 0{,}64 \times 0{,}25 \times 0{,}505}{1{,}7 \times 0{,}38 + 0{,}64 \times 0{,}25} = 0{,}25 \text{ m.}$$

Momentul de inerție în raport cu axa care trece prin centrul de greutate:

$$J = \frac{1{,}7 \times 0{,}25^3}{3} + \frac{1{,}7(0{,}38 - 0{,}25)^3}{3} + \frac{0{,}64 \times 0{,}25^3}{12} +$$

$$+ 0{,}64 \times 0{,}25 \times 15{,}5^2 = 0{,}02135 \text{ m}^4$$

Combinațiile de sarcini pentru calcul:

a) Combinația principală de sarcini:

$$N = 15 \times 1{,}1 + 3{,}6 \times 1{,}4 = 21{,}52 \text{ t}$$

$$M = 1{,}72 \times 1{,}1 + 0{,}94 \times 1{,}4 = 3{,}22 \text{ tm}$$

b) Combinația suplimentară de sarcini:

$$N = 15 \times 1{,}1 + 0{,}9 \times 3{,}6 \times 1{,}1 = 21{,}05 \text{ t}$$

$$M = 1{,}72 \times 1{,}1 + 0{,}9\,(0{,}94 \times 1{,}4 + 1{,}86 \times 1{,}2)$$

$$= 5{,}08 \text{ tm}$$

Scanned with OKEN Scanner

Excentricitățile maxime ale forței normale. In cazul combinației principale de sarcini:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{322\,000}{21\,520} = 14{,}9 \text{ cm}; \quad \frac{e_0}{y} = \frac{14{,}9}{38} = 0{,}39 < 0{,}5$$

Prin urmare, secțiunea trebue verificată cu formula (3.40).

Pentru combinația suplimentară de sarcini valoarea excentricității este:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{508\,000}{21\,050} = 23{,}8 \text{ cm}; \quad \frac{e_0}{y} = \frac{23{,}8}{38} = 0{,}63 > 0{,}5$$

însă este mai mic decât e_{lim} din tabela 40, prin urmare, secțiunea se va verifica cu formula (3.41).

Verificarea secțiunii. *a*) Pentru combinația principală de sarcini cu formula (3.40)

$$N = \Sigma\, nN^n \leqslant \frac{mRF\varphi}{1 + \frac{e_0}{h - y}}; \quad m = 1; \quad R = 0{,}5 \times 20 = 10 \text{ kg/cm}^2$$
$$F = 8\,060 \text{ cm}^2$$

Pentru determinarea lui φ se calculează coeficientul de subțirime al secțiunii:

$$\lambda = \frac{l_0}{r}; \quad r = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{0{,}02135}{0{,}806}} = 16{,}1 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{550}{16{,}1} = 34; \quad \lambda_{red} = 34\sqrt{\frac{1\,000}{700}} = 41$$

unde $\alpha = 700$ din tabela 27.

Din tabela 36 se găsește $\varphi = 0{,}8$.

Inlocuind aceste valori în formula (3.40) se obține:

$$N = 21\,520 \leqslant \frac{1 \times 10 \times 8\,060 \times 0{,}8}{1 + \frac{14{,}9}{25}} = 40\,000 \text{ kg}$$

adică inegalitatea este satisfăcută.

b) Pentru combinația suplimentară de sarcini (3.41):

$$N = \Sigma n\, N^n \leqslant mR_i\, F_c\, \varphi$$

Scanned with OKEN Scanner

R_i se determină din formula (3.39):

$$R_i = R\left[1{,}25\left(\frac{e_0}{y}\right)^2 + 1\right] = 10\,[1{,}25 \times 0{,}63^2 + 1] = 15 \text{ kg/cm}^2$$

Pentru determinarea lui F_c, deoarece $e < 2\,g$, se folosește formula (3.43):

$$g = y - e_0 = 38 - 23{,}8 = 14{,}2 \text{ cm (fig. 30)}$$

$$g = \frac{S_c'}{F_c}$$

de unde

$$14{,}2 = \frac{\frac{64 \cdot 25^2}{2} + 170\left(25 + \frac{x_1}{2}\right) x_1}{64 \cdot 25 + 170\, x_1}$$

$$x_1^2 + 21\, x_1 - 355 = 0$$

sau

$$x_1 = 1{,}7 \text{ cm}; \; F_c = 64 \cdot 25 + 1{,}7 \cdot 170 = 1\,890 \text{ cm}^2$$

Inlocuind aceste valori în formula (3.41) se obține:

$$N = 21\,050 < 15 \times 1\,890 \times 0{,}8 = 22\,600 \text{ kg}$$

adică inegalitatea este satisfăcută.

Dacă se aplică formula (3.41) și se calculează valoarea R_i din (3.39 a), se obține:

$$R_i = R\sqrt[3]{\frac{F}{F_c}} = 10\sqrt[3]{\frac{8\,060}{1\,890}} = 16{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = 21\,050 < 16{,}2 \times 1\,890 \times 0{,}8 = 24\,300 \text{ kg}$$

Exemplul *4*. Să se verifice secțiunea unui stâlp de zidărie a unei clădiri de clasa a II-a, cu tencuială obișnuită de finisaj pentru următoarele date: secțiunea stâlpului dreptunghiulară 51 × 64 cm (înălțimea secțiunii $h = 51$ cm).

Zidăria este executată din cărămidă M — 75 cu mortar M — 25. Lucrarea de clasa B, înălțimea stâlpului $l_1 = 3{,}5$ m.

In secțiunea de calcul a stâlpului acționează forțele: $N_1^n = 5$ t din sarcina permanentă, cu coeficientul de supraîncărcare $n_1 = 1{,}1$ și $N_2^n = 2{,}5$ t din sarcina utilă, cu coeficientul de supraîncărcare $n_2 = 1{,}4$.

Scanned with OKEN Scanner

Forța N_1^n se aplică cu excentricitatea $e_1 = 10{,}2$ cm iar forța N_2^n cu excentricitatea $e_2 = 20{,}4$ cm. Ambele forțe rezultă din combinațiile principale de sarcini.

Determinarea eforturilor de calcul din stâlp.

Forța normală:

$$N = 5 \times 1{,}1 + 2{,}5 \times 1{,}4 = 9 \text{ t}$$

și momentul încovoietor

$$M = 2{,}5 \times 1{,}4 \times 0{,}204 + 5 \times 1{,}1 \times 0{,}102 = 1{,}47 \text{ tm}$$

Excentricitatea forței normale:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{147\,000}{9\,000} = 13{,}7 \text{ cm}; \quad \frac{e_0}{y} = \frac{16{,}3}{25{,}5} = 0{,}64 > 0{,}6$$

Excentricitatea forței normale este mai mare decât valorile date în tabela 40, deci secțiunea trebue verificată cu formula (3.46):

$$N = \Sigma\, nN^n \leqslant \frac{m_f F R_{ti}}{\frac{Fe_0(h-y)}{J} - 1} \qquad (3.46)$$

Din tabela 41, pentru clădiri de clasa a II-a cu tencuială, coeficientul condițiilor de lucru $m_f = 2$; $h - y = 51 - 26{,}5 = 25{,}5$ cm.

Din tabela 28 se găsește $R_{ti}^n = 1{,}5$ kg/cm² și $R_{ti} = 0{,}5 \times 1{,}5 = 0{,}75$ kg/cm²;

$$F = 64 \times 51 = 3\,264 \text{ cm}^2; \quad J = \frac{61 \times 51^3}{12} \approx 860\,000 \text{ cm}^4$$

Inlocuind aceste valori în formula (3.46):

$$N = 9\,000 > \frac{2 \times 3\,264 \times 0{,}75}{\frac{3\,264 \times 16{,}3 \times 25{,}5}{860000} - 1} = 8500 \text{ kg},$$

adică forța de calcul este mai mare decât cea limită admisibilă.

Dacă se schimbă marca mortarului dela 25 la 50, din tabela 28 se găsește:

$$R_{ti}^n = 2{,}5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{și} \quad R_{ti} = 0{,}5 \times 2{,}5 = 1{,}25 \text{ kg/cm}^2$$

atunci inegalitatea (3.46) ia forma:

$$N = 9\,000 < 8\,500 \frac{1{,}25}{0{,}75} = 14\,500 \text{ kg}$$

Scanned with OKEN Scanner

Dacă se calculează capacitatea portantă a secțiunii după zona comprimată, se obține, aplicând formula (3.41):

$$N = \Sigma\, n\, N^n \leqslant F_z \cdot R\, \varphi$$

Din tabela 20, $R^n = 25$ kg/cm², de unde $R = 0{,}5 \times 25 = 12{,}5$ kg/cm²

Din tabela 25 $\alpha = 1\,000$; $\lambda_{red} = \frac{350}{51} \approx 7$, de unde $\varphi = 0{,}94$

Inălțimea zonei comprimate $x = h - 2\,e_0 = 51 - 2 \times 16{,}3 = 18{,}4$ cm și rezultă $F_c = 64 \times 18{,}4 = 1\,200$ cm².

$$R_i = R\left[1{,}25\left(\frac{e_0}{y}\right)^2 + 1\right]\left[1{,}25\left(\frac{16{,}3}{25{,}5}\right)^2 + 1\right] = 18{,}8 \text{ kg/cm}^2$$

Inlocuind aceste valori în formula (3.41) se găsește valoarea limită a forței normale după capacitatea portantă a stâlpului:

$$N_{st} = 120 \times 18{,}8 \times 0{,}94 = 21\,200 \text{ kg}$$

După calculul la deschiderea fisurilor, forța limită era $N_{lim} = 14\,500$ kg, adică aproape cu 40% mai mică decât capacitatea portantă a secțiunii.

4. *Compresiunea locală*

In cazul când sarcina se transmite numai printr'o fracțiune din secțiune, rezistența zidăriei la compresiune locală (strivire) se determină cu formula:

$$R_{strivire} = R\sqrt[3]{\frac{F}{F_{strivire}}} \qquad (3.47)$$

Dacă sarcina locală este aplicată nesimetric în raport cu secțiunea zidăriei, în calcul se va lua ca suprafață a secțiunii numai partea din secțiune, simetrică față de centrul suprafeței, pe care acționează sarcina locală.

Calculul construcțiilor de zidărie la compresiune locală (strivire) se întâlnește în următoarele cazuri:

— la rezemările pe zidărie ale grinzilor, nervurilor și fermelor (fig. 31 a);

— la rezemările pe zidărie, prin intermediul unor cusinești, a stâlpilor de beton armat sau metalici, deasemenea a stâlpilor de zidărie executați dintr'un material mai rezistent decât zidăria pe care reazemă (fig. 31 b și c);

Scanned with OKEN Scanner

— la rezemarea zidurilor pe o fundație continuă, lățimea fundației fiind mai mare decât grosimea zidului (fig. 31 d).

In figura 31 dimensiunile s_2 și t_2 se referă numai la suprafața totală de calcul ($F = s_2 t_2$), iar dimensiunile s_1 și t_1 se referă numai la suprafața de aplicare a compresiunii ($F = s_1 t_1$).

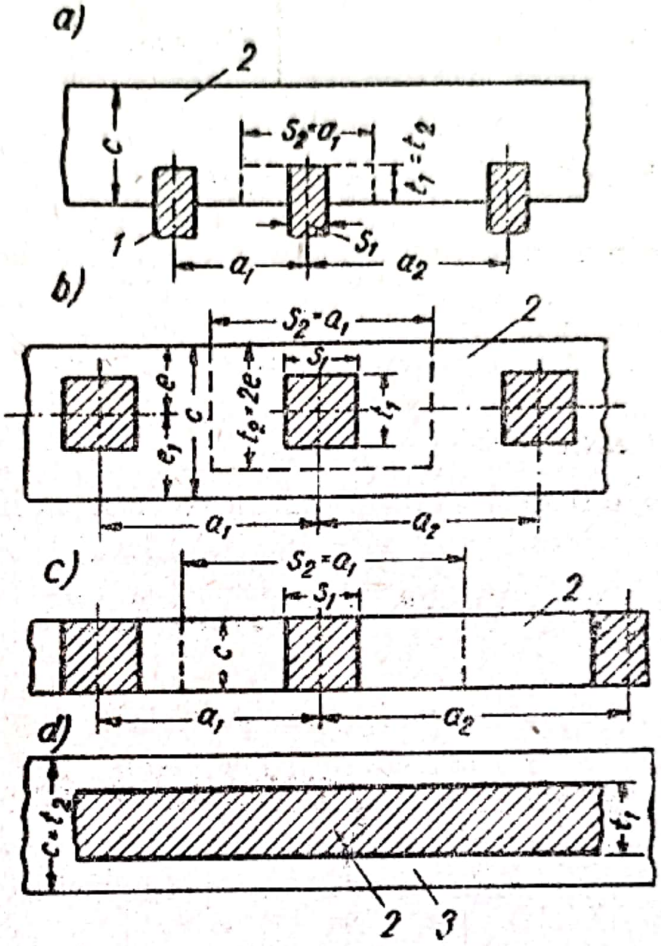

Fig. 31 a. Diferite cazuri de compresiune locală pe zidărie (plan): a — sub capetele grinzilor; b — sub coloane și stâlpi (mai subțiri decât grosimea zidului); c — strivirea zidăriei sub stâlpi (de grosimea zidului); d — compresiune locală în zidăria fundației sub zid
1 — grinzi; 2 — zid; 3 — fundație

La sarcini locale, aplicate pe toată lățimea zidului (de exemplu în cazul sarcinilor date de stâlpi de zidărie), influența caracterului local de aplicare a sarcinii se manifestă numai când lungimea s_1 a suprafeței de aplicare a sarcinii nu depășește grosimea c a zidului.

Pentru $3 > \frac{s_1}{c} > 1$, valoarea R_{str} după formula (3.47) nu trebue să depășească valorile date în tabela 42.

Scanned with OKEN Scanner

Tabela 42

Valorile limită $R_{strivire}$ pentru lungimi ale suprafeței de strivire egale sau mai mari decât grosimea zidului

Raportul dintre lungimea suprafeței de strivire și grosimea zidului	$\frac{s_1}{c} =$	1	2	3
Valorile limită	$R_{strivire} =$	2,0 R	1,5 R	1,0 R

Pentru $\frac{s_1}{c} > 3$, influența caracterului local de aplicare a sarcinii nu se mai ia în considerare și zidăria se calculează la compresiune simplă.

Pentru valori intermediare ale raportului $\frac{s_1}{c}$, valorile limită ale lui $R_{strivire}$ se calculează prin interpolare.

Calculul zidăriei la compresiune locală uniformă se face cu formula :

$$N = \Sigma n\, N^n \leqslant m\, F_{strivire}\, R_{strivire} \qquad (3.48)$$

5. *Elemente întinse și încovoiate*
Forfecarea elementelor

Elemente supuse la întindere. La zidăriile supuse la întindere se disting două cazuri, după direcția forței față de rosturile zidăriei.

Dacă forța se aplică perpendicular pe rosturile zidăriei (fig. 32 *a*), rezistența zidăriei este determinată de aderența normală S_{ad} între cărămizi și mortar. Ruperea, în acest caz, se face după rostul nețesut.

Dacă direcția forței este paralelă cu rostul orizontal al zidăriei (fig. 32 *b*), ruperea se face în ștrepi (trepte) sau într'o secțiune care trece prin rosturi și prin cărămizi întregi. Această rupere a zidăriei se numește „după rostul țesut".

In cazul mortarelor slabe și cărămizilor rezistente, ruperea se face în trepte și este determinată de aderența tangențială T_a între mortar și cărămizi. Pentru marca de cărămidă 50 și mortare de mărci sub 25, ruperea se produce deobicei în trepte.

In calcul, rezistența rosturilor verticale nu se ia în considerare ținându-se seama, pentru determinarea capacității portante, numai de aderența în rosturile orizontale.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru aplicarea formulelor obișnuite de calcul, în care se introduce suprafața F a secțiunii transversale a construcției, se poate utiliza un coeficient μ de țesere longitudinală a cărămizilor, care reprezintă raportul dintre adâncimea treptei și înălțimea asizei de zidărie. Pentru zidării de cărămidă țesută $\mu = 1$.

In formula de calcul care se dă mai jos (3.49), intră suprafața secțiunii transversale F, iar dacă raportul dintre adâncimea de țesere și înălțimea asizei de zidărie este mai mic decât 1, valorile rezistențelor normate din tabela 28 se micșorează prin înmulțirea lor cu acest raport μ.

La zidării din cărămizi de mică rezistență, supuse la întindere, ruperea după rostul țesut se poate face prin cărămizi și nu în trepte.

In acest caz, capacitatea portantă a secțiunii este determinată de rezistența la rupere a cărămizilor. Secțiunea de calcul a zidăriei, dacă se exclud rosturile verticale (secțiunea 1—1 fig. 32 *b*), va fi în acest caz egală cu ½ din întreaga secțiune a zidăriei. In formula de calcul se introduce suprafața totală a secțiunii zidăriei, deaceea rezistența normată a cărămizilor la rupere se micșorează la jumătate din valoarea ei. Pentru zidăria de cărămidă, ținând seama că rezistența la rupere este 1/3 din rezistența la încovoiere, rezistența normată se consideră egală cu circa 1/6 din rezistența la încovoiere.

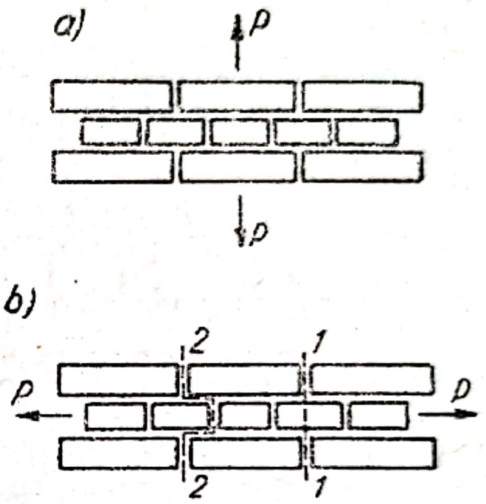

Fig. 32. Schema unei zidării supuse la întindere : *a*— întindere în secțiune nețesută ; *b* — întindere în secțiune țesută

In cazul când se calculează după secțiunea țesută, trebue să se verifice cele două tipuri de rupere posibilă (în trepte și prin cărămizi).

Calculul secțiunilor la întindere centrică se face cu formula :

$$N_r = \Sigma\, n\, N^n \leqslant m\, F\, R_t \qquad (3.49)$$

unde R_t — rezistența de calcul a zidăriei la întindere, care se ia din tabelele 28 și 29, cu coeficienții corespunzători de omogeneitate din tabela 31.

Elemente supuse la încovoiere. In cazul compresiunii excentrice cu excentricități mari ($e_0 > e_{lim}$) după tabela 40

Scanned with OKEN Scanner

și al încovoierii simple, ajungerea la starea limită este condiționată de rezistența zidăriei din zona întinsă. In acest caz, ca la întinderea centrică, sunt posibile două moduri de rupere a zidăriei: după secțiunea nețesută (fig. 33 *a*) și după secțiunea țesută (fig. 33 *b*). Deformațiile zidăriei nu respectă legea proporționalității, deaceea în formulele de calcul ar fi trebuit să se introducă coeficienți de corecție care să țină seama de forma curbă a diagramei eforturilor unitare. Pentru evitarea acestui lucru și pentru a putea utiliza formulele obișnuite din rezistența materialelor, coeficienții de corecție sunt introduși în valorile rezistențelor normate ale zidăriei la încovoiere.

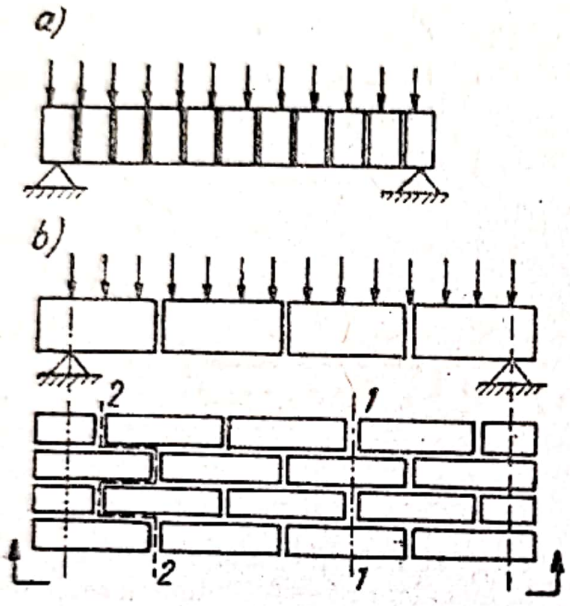

Fig. 33. Schema unei zidării supuse la încovoiere: *a* — încovoiere în secțiunea nețesută; *b* — încovoiere în secțiunea țesută

Valoarea medie a coeficientului de corecție este 1,5. Pentru rezistența zidăriei de piatră brută, care este determinată de valoarea aderenței normale între mortar și cărămizi, acest coeficient este micșorat din cauza lipsei de date experimentale suficiente și a posibilității unor abateri mari dela valorile medii (a se vedea tabelele 28 și 29).

La verificarea secțiunilor elementelor încovoiate la eforturile principale de întindere, rezistențele normate ale zidăriei se iau aceleași ca pentru întinderea din încovoiere.

Calculul secțiunilor la încovoiere se face cu formula:

$$M = \Sigma\, n\, M^n \leqslant m W R_{tt} \qquad (3.50)$$

unde W — modulul de rezistență al zidăriei;

R_{tt} — rezistența de calcul la încovoiere, după tabelele 28 și 29 cu coeficienții de omogeneitate după tabela 31.

Elemente supuse la forfecare. In cazul în care zidăria este forfecată după o secțiune nețesută, în formula de calcul se introduce rezistența tangențială (T_{ad}) de aderență dintre mortar și blocuri. In cazul forfecării după o secțiune țesută, se introduce în calcul rezistența la forfecare a blocurilor.

In unele cazuri, în calculul secțiunilor la forfecare, rezistența de frecare poate fi mai mare decât cea de aderență

Scanned with OKEN Scanner

între blocuri și mortar. In acest caz, calculul trebue făcut pe baza forțelor de frecare.

Calculul secțiunilor la forfecare se face cu formula:

$$Q = \Sigma\, n\, Q^n \leqslant m\, F\, R_f \qquad (3.51)$$

unde R_f — rezistența de calcul a zidăriei la forfecare, după tabelele 28 și 29, cu coeficienții de omogeneitate după tabela 31,

sau, pe baza forțelor de frecare:

$$Q = \Sigma\, n\, Q^n \leqslant m\, m'\, N f \qquad (3.52)$$

unde m' — coeficientul condițiilor de lucru al zidăriei, care se ia egal cu 0,85;

N — forța axială de calcul;

f — coeficientul de frecare, care se ia $f = 0{,}7$.

Inlocuind pe m' și f cu valorile lor numerice, formula (3.52) devine:

$$Q = \Sigma\, n\, Q^n \leqslant 0{,}6\, m\, N \qquad (3.53)$$

In proiectul noilor Condiții Tehnice pentru proiectarea construcțiilor de zidărie se consideră ca rezistență a zidăriei la forfecare suma rezistențelor de aderență și frecare. Formula de calcul în acest caz, dedusă din formulele (3.51) și (3.53), devine:

$$Q = \Sigma\, n\, Q^n \leqslant mFR_f + 0{,}6\, mN \qquad (3.53\ a)$$

Ca exemplu pentru cazul în care rezistența la forfecare și la întindere limitează capacitatea portantă a secțiunii, poate fi luat calculul după starea limită al buiandrugilor.

6. *Calculul buiandrugilor*

Calculul buiandrugilor din cărămizi așezate orizontal, înclinat (boltă orizontală) sau boltit, se face după starea limită.

In cazul când asupra unui buiandrug din cărămizi așezate orizontal acționează și o forță concentrată, dată de o grindă de planșeu, se disting două stadii de lucru ale buiandrugului.

In prima etapă, reacțiunea dată de grindă este mică, nu apar fisuri în buiandrug și toată porțiunea de zidărie de deasupra golului lucrează la încovoiere. In fibrele superioare apar eforturi de compresiune, iar în cele inferioare eforturi de întindere; în rosturile orizontale ale zidăriei, pe laturile locașului grinzii, apar deasemenea eforturi de întindere destul de mari, perpendiculare pe rosturi. Sub sarcină, zidăria tinde să

Scanned with OKEN Scanner

se rupă după planul rosturilor. Acestei ruperi i se opune aderența normală între blocuri și mortar.

Pe măsură ce sarcina crește, în buiandrug apar fisuri orizontale dealungul laturilor locașurilor grinzii, unde se produce o linie de ruptură în zidărie, și verticale — la partea inferioară, în mijlocul deschiderii (fig. 34), unde eforturile unitare de întindere sunt maxime. Cu cât sarcina crește, fisura orizontală de pe laturile locașului grinzii se desvoltă și pe măsură ce se apropie de reazem se înclină în jos. Fisura verticală din mijlocul deschiderii se desvoltă în sus. Buiandrugul intră în stadiul II de lucru, când el se comportă ca un arc cu trei articulații. In calcul, buiandrugul se consideră în acest stadiu.

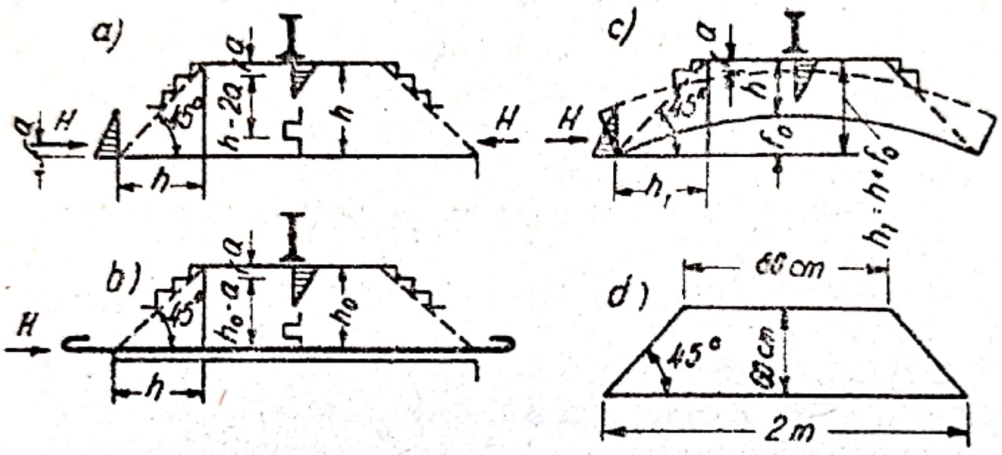

Fig. 34. Scheme de rupere a buiandrugilor:
a — buiandrug din cărămizi așezate orizontal, fără tirant;
b — buiandrug din cărămizi așezate orizontal, cu tirant;
c — buiandrug boltit;
d — partea din zidărie a cărei greutate intră în calcul ca greutate proprie a buiandrugului

Să notăm cu a distanța dela centrul de greutate al diagramei triunghiulare a eforturilor unitare de compresiune (centrul de presiune) până la fața superioară a buiandrugului, în secțiunea dela mijlocul lui și respectiv până la partea de jos a buiandrugului în secțiunile de pe reazeme (fig. 34). Atunci, dacă h este înălțimea utilă a buiandrugului, egală cu distanța dela partea inferioară a locașului grinzilor planșeului până la linia care unește nașterea arcului, iar H este împingerea, ecuația de momente în raport cu articulația dela mijloc va fi:

$$H\,(h - 2a) = M$$

unde M — este momentul forțelor în raport cu centrul de presiune în secțiunea dela mijlocul câmpului, egal în

Scanned with OKEN Scanner

valoare cu momentul încovoietor din mijlocul deschiderii buiandrugului, dacă l-am considera ca o grindă simplă rezemată.

Explicitând pe H în ecuația de momente, se obține :

$$H = \frac{M}{h - 2a} \tag{3.54}$$

In cazul când există și tirant :

$$H = \frac{M}{h_0 - a} \tag{3.55}$$

unde h_0 — înălțimea buiandrugului.

Valorile lui a, determinate experimental, sunt date în tabela 43.

Tabela 43

Valorile lui a pentru calculul buiandrugilor, în fracțiuni din înălțimea h sau h_0 a buiandrugului

Tipuri de buiandrugi	Marca mortarului	Valoarea lui a pentru buiandrugi	
		din cărămidă	din blocuri
Buiandrugi din cărămizi așezate orizontal sau înclinat	100 50 25	0,15 0,15 0,20	0,15 0,20 0,35
Buiandrugi din cărămizi așezate înclinat .	10 4	0,30 0,35	— —

Pentru calculul momentului încovoietor M și al forței tăietoare Q, date de greutatea proprie a buiandrugului, se poate considera ca greutate proprie greutatea zidăriei delimitate de un trapez având baza egală cu deschiderea buiandrugului (lumina) și laturile înclinate cu un unghi de 45° (fig. 34 *d*).

La calculul buiandrugilor trebue să se verifice rezistența masivului de reazem sau a tirantului la acțiunea împingerii, rezistența zidăriei buiandrugului considerată lucrând la compresiune excentrică și rezistența zidăriei buiandrugului la desprindere din zidăria peretelui.

Scanned with OKEN Scanner

Verificarea reazemelor sau tirantului. În caz că nu există tirant, împingerea determinată prin formula (3.35) trebue să fie preluată de stâlpi. Notând cu b şi c lăţimea şi grosimea stâlpului de zidărie şi cu R_f rezistenţa de calcul a zidăriei stâlpului la forfecare după secţiuni neţesute, se poate scrie :

$$H = \Sigma\, n\, H^n \leqslant mFR_f \qquad (3.56)$$

unde $F = bc$

R_f se ia după tabela 28, cu coeficienţii de omogeneitate după tabela 31.

Dacă forţa axială de compresiune din stâlp este suficient de mare, forţele de frecare pot fi mai mari decât forţele de aderenţă şi în acest caz calculul trebue făcut cu formula :

$$H = \Sigma\, n\, H^n \leqslant 0{,}6\ \mathrm{m}\, N \qquad (3.57)$$

unde N — mărimea de calcul a forţei axiale a stâlpului.

In proiectul noilor Condiţii Tehnice pentru proiectarea construcţiilor de zidărie se consideră ca rezistenţă a zidăriei la forfecare suma rezistenţelor de aderenţă şi frecare.

In acest caz, formula de calcul devine :

$$H = \Sigma\, n\, H^n \leqslant 0{,}6\, mN + mFR_f \qquad (3.57\ a)$$

In formulele (3.56 şi 3.57 a) trebue să fie respectată condiţia $b \leqslant 2h$, deoarece pentru valori foarte mari ale lui b, eforturile unitare de forfecare dela marginea stâlpului vor fi mult mai mari decât cele medii.

Pentru $b > 2h$, se introduce în calcul $b = 2h$.

La buiandrugi cu tiranţi, rezistenţa tirantului se verifică cu formula :

$$H = \Sigma\, n\, H^n \leqslant F_a\, R_a \qquad (3.58)$$

unde F_a — secţiunea tirantului ;

R_a — rezistenţa de calcul a metalului din care este executat tirantul.

Verificarea zidăriei. Zidăria buiandrugului se verifică la compresiune excentrică în secţiunea dela mijlocul deschiderii lui, la forţa longitudinală H, care acţionează în această secţiune, aplicată la distanţa a dela faţa superioară a buiandrugului. Excentricitatea forţei H va fi :

$$e_0 = \frac{h}{2} - a$$

Scanned with OKEN Scanner

Verificarea zidăriei dela partea inferioară a buiandrugului la desprindere

Verificarea la desprindere se face la reazemele buiandrugului. La această verificare se consideră rezistența la rupere în scară a rosturilor orizontale dealungul unor secțiuni înclinate la 45° (fig. 34). Dela fiecare reazem se consideră o lungime totală de rosturi egală cu înălțimea h a buiandrugului. Rezistența rosturilor verticale nu se ia în considerare.

Verificarea se face cu formula:

$$Q = \Sigma\, n\, Q^n \leqslant m F R_t \qquad (3.59)$$

unde secțiunea de calcul $F = hc$ (c — grosimea zidului), iar Q — reacțiunea.

Buiandrugii boltiți și din cărămizi așezate înclinat se calculează aproximativ cu aceleași formule ca buiandrugii din cărămizi așezate orizontal.

Exemplul *5*. Se cere să se calculeze niște buiandrugi interiori și marginali, executați din cărămizi așezate orizontal.

Buiandrugii sunt executați cu mortar de marca 50 și cărămidă de marca 75. Lumina: 2 m. Inălțimea buiandrugului, considerată până la partea inferioară a grinzilor planșeului de deasupra: $H = 60$ cm (8 asize de cărămidă).

La mijlocul deschiderii, reazemă pe buiandrugi grinzile planșeului de deasupra. Sarcina permanentă din greutatea planșeului = 2 t; sarcina utilă = 3 t. Coeficientul de supraîncărcare pentru sarcina din greutatea proprie $n_1 = 1{,}1$; pentru sarcina utilă $n_2 = 1{,}4$; stâlpii au lățimea de 1,2 m și sunt executați din cărămidă de marca 75, cu mortar de marca 25. Grosimea zidului 64 cm.

1. **Buiandrugul intermediar.** *a*) Eforturi din greutatea proprie a buiandrugului (fig. 34 *d*).

Valoarea normată a reacțiunii:

$$Q^n = \frac{1}{2}\,\frac{0{,}8 + 2{,}0}{2}\,0{,}6 \times 0{,}64 \times 1{,}7 = 0{,}46 \text{ t.}$$

Valoarea de calcul a reacțiunii:

$$Q = 1{,}1 \times 0{,}46 = 0{,}50 \text{ t.}$$

Valoarea normată a momentului încovoietor în mijlocul deschiderii:

$$M^n = 0{,}46 \times 1{,}0 - \frac{0{,}6 \times 0{,}6}{2}\,0{,}6 + 0{,}6 \times 0{,}4 \times 0{,}2 \times 0{,}64 \times$$
$$\times 1{,}7 = 0{,}29 \text{ tm.}$$

Scanned with OKEN Scanner

Valoarea de calcul a momentului încovoietor:

$$M = 1{,}1 \times 0{,}29 = 0{,}32 \text{ tm}$$

b) Eforturi din grinzile planşeului. Eforturi din sarcina permanentă:

$$P_1 = 2 \text{ t}$$

$$Q^n = \frac{P_1}{2} = 1 \text{ t} \quad Q = 1{,}1 \times 1 = 1{,}1 \text{ t}$$

$$M^n = \frac{P_1 l}{4} = \frac{2 \times 2}{4} = 1 \text{ tm} \quad M = 1{,}1 \times 1 = 1{,}1 \text{ tm}$$

Eforturi din sarcina utilă:

$$P_2 = 3 \text{ t.}$$

$$Q^n = \frac{P_2}{2} = \frac{3}{2} = 1{,}5 \text{ t} \quad Q = 1{,}4 \times 1{,}5 = 2{,}1 \text{ t}$$

$$M^n = \frac{P_2 l}{4} = \frac{3 \times 2}{4} = 1{,}5 \text{ tm} \quad M = 1{,}4 \times 1{,}5 = 2{,}1 \text{ tm}$$

c) Valorile totale de calcul ale eforturilor. Valoarea totală de calcul a forţei tăietoare pe reazem:

$$Q = 0{,}50 + 1{,}10 + 2{,}10 = 3{,}70 \text{ t}$$

Valoarea totală de calcul a momentului încovoietor în mijlocul deschiderii:

$$M = 0{,}32 + 1{,}10 + 2{,}10 = 3{,}52 \text{ tm}$$

Impingerea totală:

$$H = \frac{M}{h - 2a} = \frac{352\,000}{60 - 2 \times 15} = 11\,600 \text{ kg}$$

Impingerea din sarcina utilă:

$$H = \frac{M}{h - 2a} = \frac{210\,000}{60 - 2 \times 15} = 7\,000 \text{ kg}$$

d) Verificarea reazemelor buiandrugului. Zidăria stâlpului se verifică la forfecare numai pentru acţiunea sarcinii utile, ţinând seama că împingerea din sarcina permanentă este echilibrată de împingerea buiandrugilor din deschiderile alăturate.

Scanned with OKEN Scanner

Cu formula (3.56), pentru $m = 1$, $c = 64$ cm, $R_t^n = 2{,}5$ kg/cm², coeficientul de omogeneitate 0,5 și $b = 100$ cm (ceeace nu depășește ca valoare $2h = 2 \times 60$ cm $= 120$ cm) se obține:

$$mFR_f = 100 \times 64 \times 2{,}5 \times 0{,}5 = 8\,000 > 7\,000$$

e) Verificarea secțiunii dela mijlocul deschiderii buiandrugului la compresiune excentrică. Excentricitatea de aplicare a forței:

$$e_0 = \frac{h}{2} - a = \frac{60}{2} - 15 = 15 \text{ cm}$$

Raportul

$$\frac{e_0}{\frac{h}{2}} = \frac{15}{30} = 0{,}5$$

Cu formula (3.40), pentru $R^n = 25$ kg/cm² (după tabela 20), coeficientul de omogeneitate 0,5 (tabela 31), $\varphi = 1$ și $m = 1$;

$$N = \Sigma nN^n = \frac{mRF\varphi}{1 + \frac{e_0}{h_0 - y}} = \frac{64 \times 60 \times 25 \times 0{,}5}{1 + 0{,}5} = 32\,000 > 11\,600 \text{ kg},$$

deci capacitatea portantă a secțiunii este suficientă.

f) Verificarea buiandrugului la desprindere. Din tabela 28 pentru $R_t^n = 1{,}8$ kg/cm², coeficientul de omogeneitate 0,5 și $m = 1$, avem:

$$mFR_t = 60 \times 64 \times 1{,}8 \times 0{,}5 = 3\,500 \approx 3\,700$$

deci rezistența este suficientă, deoarece lipsa este de circa 5%.

2. *Buiandrugul marginal.* La verificarea reazemelor la forfecare se consideră valoarea totală a împingerii $H = 11\,600$ kg; condiția (3.56) nu este satisfăcută, deci este necesar un tirant.

Impingerea în buiandrugul cu tirant este:

$$H = \frac{M}{h_0 - a} = \frac{352\,000}{60 - 15} = 7\,800 \text{ kg}$$

$$H = \Sigma\, nH^n \leqslant F_a R_a; \quad \Sigma\, nH^n = 7\,800 \text{ kg}$$

Cu formula (3.58), luând $R_a = 1\,600$ kg/cm², secțiunea necesară a tirantului este:

$$F_a = \frac{7\,800}{1\,600} = 4{,}9 \text{ cm}^2$$

Scanned with OKEN Scanner

7. *Calculul zidăriilor din mai multe straturi*

In calculul după starea limită a zidurilor din mai multe straturi cu izolări termice din umpluturi, betoane cu var sau blocuri de mărci sub 15, ca secțiune de calcul se introduce numai secțiunea căptușelilor.

In cazul unei zidării din trei straturi, așezate simetric, se introduce în calcul rezistența redusă :

$$R_{red} = \frac{mF_1R_1 + m'F_2R_2 + mF_1R_1}{F} \qquad (3.60)$$

unde R_1 și F_1 — rezistența de calcul și respectiv secțiunea unui strat exterior ;

R_2 și F_2 — rezistența de calcul și secțiunea stratului interior ($R_1 > R_2$) ;

m și m' — coeficienții condițiilor de lucru pentru zidăria straturilor exterioare și interioare.

Suprafața secțiunii : $F = 2F_1 + F_2$.

La compresiune centrică, calculul se face cu formula :

$$N = \Sigma n N^n \leqslant 0{,}9 \; F \; R_{red} \, \varphi \qquad (3.61)$$

La compresiune excentrică, calculul se face cu formula :

$$N = \Sigma n \, N^n \leqslant \frac{0{,}9 \, F R_{red} \, \varphi}{1 + \frac{e_0}{h - y}} \qquad (3.62)$$

Rezistența redusă a zidăriei din două straturi așezate nesimetric este :

$$R_{red} = \frac{mF_1R_1 + m'F_2R_2}{F} \qquad (3.63)$$

unde

$$R_1 > R_2 \text{ și } F = F_1 + F_2$$

Secțiunile comprimate centric se calculează cu formula :

$$N = \Sigma n N^n \leqslant 0{,}9 \; F R_{red} \, \varphi \qquad (3.64)$$

Secțiunile comprimate excentric se calculează cu formula :

$$N = \Sigma n N^n \leqslant \frac{0{,}9 \, F R_{red} \varphi}{1 + \frac{e_0}{h - y}} \qquad (3.65)$$

unde $e_0 < 0{,}5 \, y$.

Scanned with OKEN Scanner

In cazul în care sensul excentricității este înspre stratul mai slab, în formula de calcul se introduce rezistența de calcul R_2 a stratului mai slab al zidăriei.

In acest caz, secțiunea comprimată excentric se calculează cu formula :

$$N = \Sigma n N^n \leqslant \frac{0{,}9\, m' F R_2}{1 + \frac{e_0}{h - y}} \qquad (3.66)$$

In formulele (3.61), (3.62), (3.64), (3.65) și (3.66), capacitatea portantă a secțiunii este redusă prin înmulțirea cu un coeficient 0,9, care ține seama de faptul că materialele componente nu ajung simultan în starea limită caracterizată de valorile R_n.

Rezistența de calcul pentru straturi de beton monolitic se ia egală cu rezistența prismatică a betonului, cu un coeficient de omogeneitate 0,6.

Coeficientul de flambaj φ se ia, la calculul zidăriilor, din mai multe straturi, în modul următor :

a) Pentru zidăriile cu umpluturi, betoane de var sau blocuri de mărci sub 15 — egal cu media dintre valorile calculate considerând grosimea totală a zidului și considerând grosimea unui singur strat.

b) Pentru zidăriile cu goluri verticale cu aceeaș umplutură, pe baza subțirimii calculate ținând seama de raza de girație a secțiunii goale (fără umplutură).

c) Pentru zidăriile cu izolări termice din betoane de marcă mai mare decât 10, sau cu umpluturi de marcă mai mare decât 15, ca pentru o secțiune de zid plină.

IV. Calculul elementelor de zidărie armată și al elementelor complexe

1. *Considerații generale*

Capacitatea portantă a zidăriei poate fi mărită prin adăugirea de materiale mai rezistente, cu condiția ca aceste materiale să lucreze împreună cu zidăria.

Cel mai răspândit procedeu de consolidare a zidăriei este armarea ei. Există două tipuri de armare a zidăriilor : armarea transversală și armarea longitudinală.

Armarea transversală se utilizează pentru mărirea rezistenței zidăriei la compresiune, iar armarea longitudinală pentru mărirea rezistenței zidăriei la încovoiere și la întindere.

Scanned with OKEN Scanner

În ultimul timp, profesorul P. L. Pasternac a introdus în practica proiectării un nou tip de construcții de zidărie consolidată — așa numitele construcții complexe, care sunt o combinație de zidărie și beton armat [1]).

Pentru armarea zidăriei se utilizează oțelul St0c, în general sub formă de vergele rotunde. Se poate utiliza și oțel cu alte profile — pătrat, oval etc.

Armarea cu oțeluri de mărci superioare nu este rațională, deoarece la încărcarea limită are loc o rupere timpurie a zidăriei, datorită rezistenței limită relativ mici a acesteia. Deaceea, rezistența normată a armăturii din oțeluri de orice marcă și de orice profil se ia egală cu 1 900 kg/cm².

Coeficientul de omogeneitate pentru armătură se ia 0,85 (a se vedea tabela 31). Prin urmare, rezistența de calcul a armăturii R_a va fi de 1 600 kg/cm².

2. *Armarea transversală*

Armarea transversală a elementelor de zidărie se bazează pe faptul că prin împiedicarea deformației transversale, rezistența materialului crește.

La elementele portante verticale, armătura se așează în rosturile orizontale ale zidăriei. Sub acțiunea forțelor de compresiune, această armătură se împănează strâns în rosturi și prin forțele de frecare și aderență cu mortarul lucrează împreună cu zidăria până în momentul ruperii acesteia. Având un modul de elasticitate mare și o limită de curgere mare, armătura preia eforturi de întindere mari, împiedicând astfel desvoltarea deformațiilor transversale ale zidăriei. Zidăria este deci solicitată nu numai de forța longitudinală de compresiune, dar și de forțe transversale de compresiune, care crează condițiile unei compresiuni pe toate direcțiile.

Influența armăturii transversale este cu atât mai mare cu cât ea este așezată mai des [2]) pe înălțimea zidăriei.

Din încercările făcute la ȚNIPS de către inginerul V. A. Cameico, s'a stabilit că dacă armătura transversală se așează mai rar decât la 5 rânduri de cărămidă, influența armăturii asupra capacității portante a zidăriei este mică; deaceea, o astfel de armare poate fi considerată numai ca o armare constructivă, fără a se putea ține seama de ea în calcul.

---

[1]) Primele construcții complexe au fost propuse de profesorul V.P. Necrasov

[2]) N. T. La intervale mai mici.

Scanned with OKEN Scanner

Armătura transversală se utilizează sub formă de rețele, din bare cu diametre de 3—8 mm. Rețelele pot fi de două tipuri, după diametrul armăturii: dreptunghiulare și în „zig-zag" (fig. 35).

Primele se pot utiliza numai pentru diametri de armătură până la 5 mm, iar rețelele în zig-zag pentru diametri de armătură până la 8 mm.

Rețelele dreptunghiulare se execută din două rânduri de bare, perpendiculare între ele și legate (fig. 35 *a*). Prin ur-

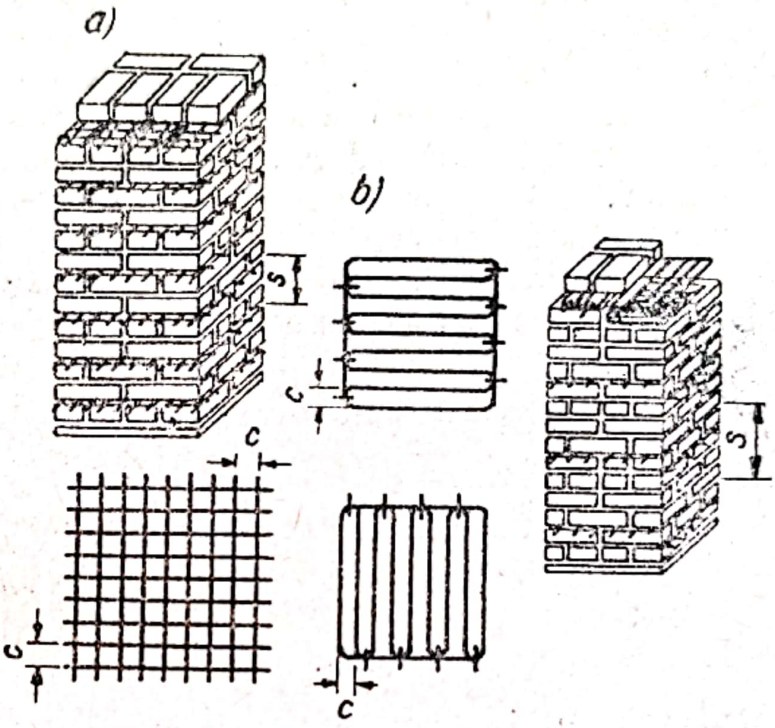

Fig. 35. Armarea transversală a zidăriei:
a — armare transversală cu rețele dreptunghiulare;
b — armare transversală cu rețele în zig-zag

mare, grosimea totală a rețelei este egală cu grosimea a doi diametri de armătură; în cazul unui diametru mai mare decât 5 mm aceasta ar necesita o îngroșare simțitoare a rosturilor, ceeace ar influența defavorabil asupra calităților elastice ale zidăriei.

In afară de aceasta, în punctele de intersecție ale barelor de armătură se formează noduri rigide în care se concentrează eforturile unitare, ceeace poate cauza ruperea cărămizilor.

Rețelele în „zig-zag" se execută dintr'un singur strat de armătură (fig. 35 *b*), astfel încât nu prezintă desavantajele arătate mai sus.

La fiecare rețea de acest tip barele se așează numai pe o singură direcție, deaceea unei rețele dreptunghiulare îi sunt

Scanned with OKEN Scanner

echivalente două rețele în „zig-zag" așezate în două rosturi succesive, în așa fel încât ca barele unei rețele să fie perpendiculare pe barele celeilalte rețele. Distanța dintre barele unei rețele se ia de 3...10 cm.

Diametrul și numărul barelor unei rețele precum și distanța dintre bare se stabilesc pe baza unui calcul de rezistență după necesitatea de a se spori capacitatea portantă a zidăriei. Mărind secțiunea de armătură, capacitatea portantă a zidăriei se mărește în mod corespunzător, însă numai până când rezistența acesteia ajunge apropiată de rezistența normată a blocurilor care alcătuiesc zidăria. Mărirea mai departe a secțiunii de armătură, după cum arată experiențele făcute cu zidării de cărămidă, nu mai influențează sensibil capacitatea portantă a zidăriei.

Pentru rețele patrate procentul de armare transversală p_c se exprimă ca raportul dintre volumul armăturii V_a și volumul zidăriei V_z (vezi fig. 35), cu formula:

$$P_c = \frac{V_a}{V_z} \cdot 100 = \frac{2 f_a}{cs} \cdot 100 \qquad (3.67)$$

unde f_a — secțiunea unei bare a rețelei;
s — distanța dintre rețele (pasul rețelelor) în înălțime;
c — latura ochiului rețelei.

Procentul minim de armare transversală este 0,1, procentul maxim, 1,0. Procente de armare mai mari nu sunt eficace și nu sunt raționale din considerente constructive.

Pentru evitarea coroziunii armăturii și pentru a se mări adeziunea ei cu zidăria, marca mortarului utilizat nu trebue să fie mai mică decât 25. Grosimea rosturilor zidăriei în care se așează armătura trebue să fie cu 4 mm mai mare decât grosimea rețelelor. La compresiunea excentrică, eficacitatea armăturii transversale este mult mai mică, devenind pentru $e_0 = 0{,}5\ y$ în mod practic egală cu zero. Din considerente economice, nu este rațional să se utilizeze armări transversale pentru excentricități peste 0,3 y.

Caracteristica elastică α este mai mică pentru zidăria armată cu rețele decât pentru zidăria nearmată. Pentru zidăria armată cu rețele, valoarea α se calculează cu formula:

$$\alpha = \frac{1000}{1 + 3p_c} \qquad (3.68)$$

Scanned with OKEN Scanner

din care rezultă că, cu cât crește procentul de armare transversală p_c, caracteristica elastică α se micșorează.

Din aceste motive, nu este rațional să se utilizeze armarea transversală la elementele flexibile de zidărie, a căror capacitate portantă depinde într'o mare măsură de coeficientul de flambaj care se micșorează cu micșorarea caracteristicii elastice a zidăriei.

Coeficientul de flambaj pentru zidăria consolidată cu armătură transversală se ia din tabela 36, alcătuită pe baza valorilor lui α după formula (3.68).

Prin urmare, domeniul utilizării eficace a armării transversale a zidăriei este limitat la elementele cu flexibilitate mică și la cazul compresiunii cu excentricități mici.

Deaceea, armarea transversală se utilizează mai mult la stâlpii și spaleții de zidărie dintre ușile și ferestrele construcțiilor civile cu multe etaje.

La construcțiile industriale, mai ales dacă există și sarcini din macarale, în secțiunile zidurilor portante și ale stâlpilor, forțele normale se aplică deobicei cu excentricități mari, deaceea armarea transversală se utilizează mai rar.

Până în prezent, armarea transversală se utiliza mai mult la zidăria de cărămidă. Problema posibilității și a utilizării raționale a armării transversale la zidării din alte materiale este încă puțin studiată, totuși se poate considera că în majoritatea cazurilor va fi tot atât de eficace ca și pentru zidăria de cărămidă.

Pe bază de încercări și considerații teoretice, s'a stabilit că rezistența redusă de calcul R_a a zidăriei de cărămidă consolidată cu armătură transversală se poate exprima prin formula :

$$R_a = R + 2{,}5\, R_a \frac{V_a}{V_z} \qquad (3.69)$$

unde R — rezistența de calcul a zidăriei nearmate ;

R_a — rezistența de calcul a armăturii ;

V_a și V_z volumele de armătură și zidărie.

Verificarea capacității portante a secțiunilor de zidărie de cărămidă cu armătură transversală la compresiune centrică se face cu formula :

$$N = \Sigma n N^n \leqslant m F \varphi_a \left(m_z R + 2{,}5\, m_a R_a \frac{V_a}{V_z} \right) \qquad (3.70)$$

Scanned with OKEN Scanner

unde m — coeficientul condițiilor de lucru pentru zidărie, după tabela 34;

m_z și m_a — coeficienții condițiilor de lucru pentru zidăria armată și pentru armătură, din tabela 35;

φ_a — coeficientul de flambaj pentru zidăria armată; se ia din tabela 36, pe baza valorilor lui α după formula (3.68).

Inlocuind în formula (3.70):

$$R_a = 1\,600 \text{ kg/cm}^2; \; m_a = 0{,}9; \; m_z = 1 \text{ și } \frac{V_a}{V_z} = \frac{p_c}{100}$$

rezultă:

$$N = \Sigma n N^n \leqslant F\varphi_a (R + 36\, p_c) \qquad (3.71)$$

Capacitatea portantă a zidăriei cu armătură transversală la vârsta sub 28 zile, se calculează cu formula:

$$N = \Sigma\, n N^n \leqslant m F \varphi_a \left[R + 18 \left(1 + \frac{z}{28} \right) p_c \right] \qquad (3.72)$$

unde z — vârsta zidăriei în zile.

Rezistența de calcul a zidăriei de cărămidă armată din formulele (3.71) și (3.72) nu trebue să depășească 0,45 din rezistența normată a cărămizii.

La compresiune excentrică, capacitatea portantă a zidăriei de cărămidă cu armare transversală se stabilește plecând dela aceleași ipoteze experimentale care stau și la baza formulelor de calcul ale secțiunilor nearmate supuse la compresiune excentrică, prin formula:

$$N = \Sigma\, n N^n \leqslant \frac{m R_i^a F \varphi_a}{1 + \frac{e_0}{h - y}} \qquad (3.73)$$

unde R_i^a — rezistența redusă de calcul a zidăriei armate la compresiune din încovoiere.

Influența armăturii transversale, după cum arată încercările, scade liniar când excentricitatea crește dela 0 la 0,5 y. In consecință, rezistența redusă de calcul va avea expresia:

$$R_1^a = R + 36\, p_c \gamma_1 \qquad (3.74)$$

unde:

$$\gamma_1 = 1 - \frac{2\, e_0}{y} \qquad (3.75)$$

Scanned with OKEN Scanner

De armarea transversală se poate ține seama numai pentru $e_0 < 0{,}5\,y$. Pentru $e_0 > 0{,}5\,y$, γ_1 devine negativ.

Exemplul 6. Să se calculeze un stâlp de cărămidă între goluri de ferestre pentru următoarele date: secțiunea stâlpului 51×51 cm; înălțimea $l_0 = 4{,}0$ m. Zidăria este executată din cărămidă de marca $M - 75$ și mortar de marca $M - 50$. Clasa lucrării B.

Sarcini: sarcina permanentă $N_1^n = 16{,}0$ t cu coeficientul de supraîncărcare $n_1 = 1{,}1$ este aplicată în centrul de greutate al secțiunii; sarcina utilă $N_2^n = 7{,}45$ t, cu coeficientul de supraîncărcare $n_2 = 1{,}4$, este aplicată cu o excentricitate de 13,5 cm.

Forța normală de calcul:

$$N = 16 \times 1{,}1 + 7{,}45 \times 1{,}4 = 17{,}6 + 10{,}4 = 28{,}0 \text{ t}$$

Momentul încovoietor de calcul:

$$M = 7{,}45 \times 1{,}4 \times 0{,}135 = 1{,}4 \text{ tm}.$$

Excentricitatea forței normale:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{140.000}{28\,000} = 5 \text{ cm}; \quad \frac{e_0}{y} = \frac{5}{25{,}5} \approx 0{,}2$$

Cu formula (3.40):

$$N = \Sigma\, n N^n = \frac{mRF\varphi}{1 + \frac{e_0}{h - y}}$$

$$R = kR^n = 0{,}5 \times 25 = 12{,}5 \text{ kg/cm}^2;$$

$$R^n = 25 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tabela 20)}$$

$$\alpha = 1\,000; \quad \frac{e_0}{h} = \frac{400}{51} \approx 8; \quad \varphi = 0{,}92 \text{ (tabela 36)}$$

Inlocuind aceste valori în formula (3.40) se obține:

$$N = 28\,000 > \frac{12{,}5 \times 2\,600 \times 0{,}92 \times 0{,}8}{1 + 0{,}2} = 20\,000,$$

deci secțiunea nu are rezistență suficientă.

Coeficientul $m = 0{,}8$ a fost introdus în conformitate cu indicațiile date în Capitolul III, paragraf 1, deoarece suprafața secțiunii este mai mică decât 0,3 m².

Scanned with OKEN Scanner

Se armează zidăria cu rețele transversale din sârmă de diametru 6 mm, cu ochiuri de 10 cm, la două asize de cărămidă (la 15 cm distanță pe înălțime).

Atunci cu formula (3.67):

$$p_c = \frac{2 f_a}{cs} \cdot 100 = \frac{2 \times 0{,}28}{10 \times 15} \cdot 100 = 0{,}375\,\%$$

Cu formula (3.68):

$$\alpha = \frac{1\,000}{1 + 3p_c} = \frac{1\,000}{1 + 3 \times 0{,}375} = 470\,;\ \lambda_1 = \frac{400}{51}\sqrt{\frac{1\,000}{470}} \approx 12$$

$$\varphi = 0{,}8 \text{ (tabela 36)}$$

Rezistența de calcul a zidăriei armate se calculează cu formula (3.74):

$$R_i^a = R + 36\, p_c \gamma_1 = 12{,}5 + 36 \times 0{,}375 \times 0{,}6 = 20{,}6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_1 = 1 - 2\,\frac{e_0}{y} = 1 - 2 \times 0{,}2 = 0{,}6$$

Cu formula (3.73) se găsește apoi:

$$N = 28\,000 < \frac{20{,}6 \times 0{,}8 \times 2\,600 \times 0{,}8}{1 + 0{,}2} = 28\,500 \text{ kg},$$

deci rezistența secțiunii este suficientă.

3. *Armarea longitudinală*

Armarea longitudinală a zidăriei se utilizează pentru preluarea eforturilor de întindere din elementele de zidărie încovoiate, întinse și comprimate excentric cu excentricități peste 0,3 y, cum și pentru a mări rezistența de calcul la compresiune în cazurile când armarea transversală nu se poate întrebuința; respectiv, la stâlpii flexibili comprimați centric și excentric și la zidurile flexibile, indiferent de valoarea excentricității.

In afară de aceasta, armarea longitudinală se utilizează la zidurile și stâlpii supuși la vibrații puternice, pentru a se împiedica apariția fisurilor în zidării.

In timp ce armarea transversală se utilizează de preferință la elementele de construcție a clădirilor civile și publice, armarea longitudinală se utilizează în general pentru consolidarea zidurilor și stâlpilor clădirilor industriale, în special când există și sarcini din macarale.

Armarea longitudinală este unul din procedeele cele mai eficace de consolidare a zidăriilor clădirilor în regiunile seismice.

Scanned with OKEN Scanner

La armarea longitudinală, barele de armătură pot fi așezate la interiorul sau la exteriorul zidăriei (fig. 36).

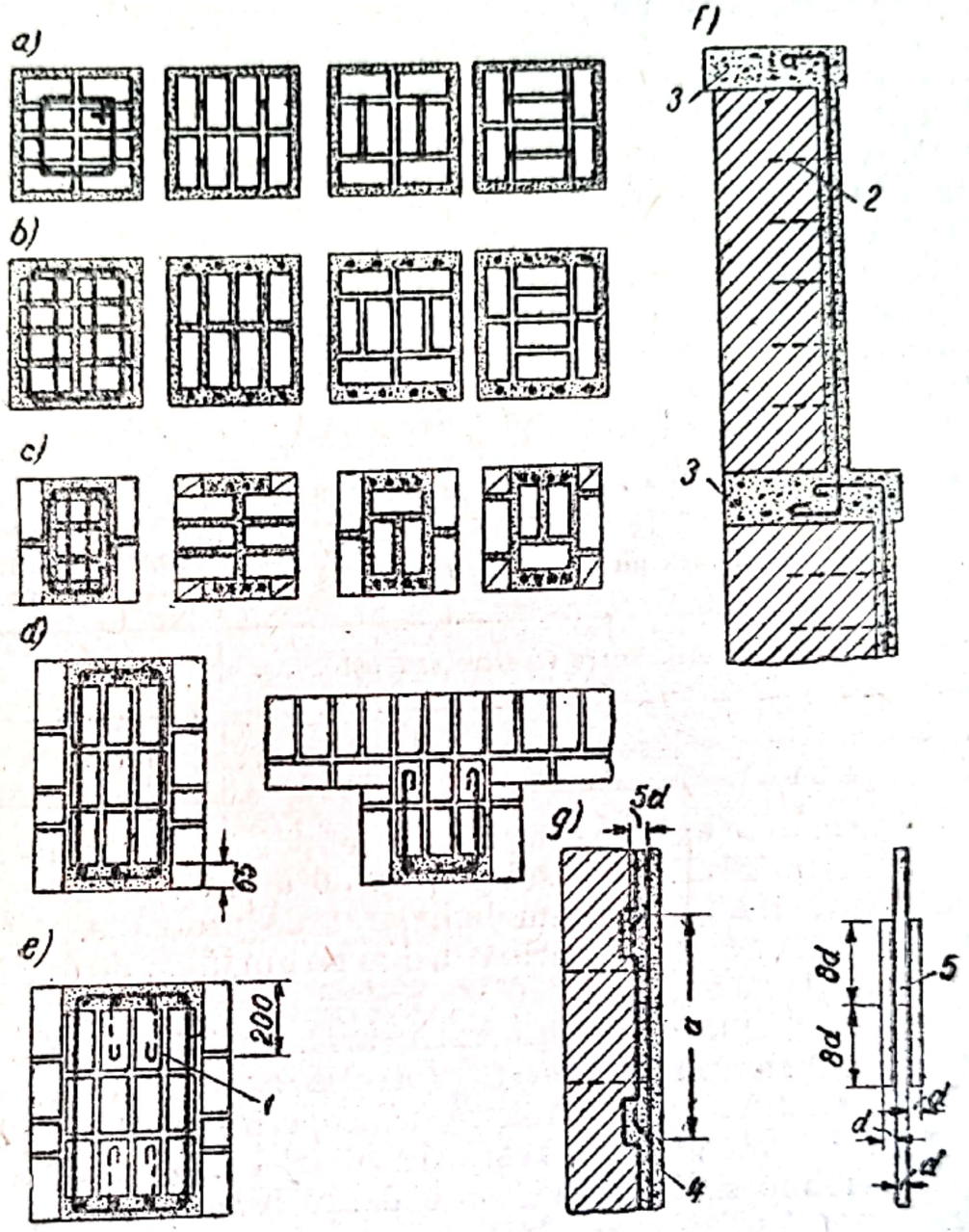

Fig. 36. Armarea longitudinală a zidăriei:

a — armătura așezată la interior;
b și *c* — armătura așezată la exterior;
d — dispoziția etrierilor pentru lățimi de etrieri de cel mult 380 mm;
e — dispoziția etrierilor pentru lățimi de etrieri mai mari decât 380 mm;
f — detaliu de ancorare a armăturii întinse;
g — înnădiri prin petrecere și înnădiri sudate;

1 — etrieri suplimentari în rostul orizontal următor;
2 — etrieri în rosturile zidăriei;
3 — cusinet din beton armat;
4 — înnădire prin petrecere a armăturii întinse ($a > 50\,d$) și a celei comprimate ($a \geqslant 20\,d$);
5 — înnădire sudată cu eclise

Scanned with OKEN Scanner

Așezarea armăturii la exterior este mai comodă în ce privește execuția. Ea are și o influență mai mare asupra măririi capacității portante a zidăriei la compresiune excentrică și încovoiere. Așezarea armăturii la exterior nu se recomandă în cazul când asupra zidăriei acționează permanent temperaturi înalte sau un mediu agresiv. In aceste cazuri este de preferat o armătură așezată la interior, care se recomandă pentru secțiuni având o înălțime de cel puțin 51 cm (fig. 36 a).

Armătura așezată în exteriorul zidăriei trebue să fie bine protejată de coroziune, printr'un strat de acoperire din mortar de ciment. Stratul de protecție trebue să aibă cel puțin grosimea indicată în tabela 44 (în cm).

Tabela 44

Grosimea stratului de protecție pentru armături așezate la exteriorul zidăriei

Natura elementului de construcție	In mediu uscat	In mediu umed
Grinzi, stâlpi și spaleții dintre ferestre sau uși . . .	2,0	3,0
Ziduri	1,5	2,5

La armarea exterioară, barele se pot așeza în locașuri speciale, lăsate în ziduri și stâlpi (fig. 36 *b* și *c*). In acest caz este asigurată realizarea unui bun strat de protecție, deaceea acest procedeu de așezare a armăturii se recomandă, de exemplu, pentru zidurile exterioare.

Pentru asigurarea conlucrării armăturii interioare longitudinale cu zidăria și pentru protecția acestei armături de coroziune, este necesar ca barele să fie acoperite din toate părțile cu mortar. Pentru aceasta, rosturile zidăriei în care se așează armătura trebue să fie mai groase decât barele, cu cel puțin 5 mm.

Armătura se poate așeza de o singură parte sau de ambele părți ale secțiunii. Armătura de o singură parte se utilizează numai când eforturile mari de întindere există doar pe o singură parte.

Armarea de ambele părți se utilizează pentru consolidarea zidăriei la elementele cu flexibilitate mare supuse la compresiune și în cazurile când, pentru diferite ipoteze de încărcare, ambele fețe ale secțiunii pot deveni întinse.

Primul caz se întâlnește des la proiectarea stâlpilor înalți interiori ai clădirilor industriale, iar cazul al doilea — la proiectarea stâlpilor interiori care au macarale de ambele părți.

Scanned with OKEN Scanner

La armarea construcțiilor din regiunile seismice se utilizează deasemenea armătura pe ambele părți, deoarece acțiunile seismice pot avea orice direcție.

Diametrul barelor armăturii de rezistență trebue să fie de cel puțin 8 mm pentru armătura comprimată și 3 mm pentru armătura întinsă. Secțiunea totală de armătură trebue să fie în zona întinsă cel puțin 0,15% din suprafața totală a secțiunii zidăriei, iar în zona comprimată cel puțin 0,2% și cel mult 2%. Distanța dintre bare (lumina) trebue să fie de cel puțin 3 cm.

Armătura longitudinală se leagă cu zidăria prin etrieri de diametru 3...8 mm, așezați în rosturi (fig. 36).

Pentru evitarea flambajului armăturii comprimate, distanța dintre etrieri nu trebue să fie mai mare decât de 15 ori diametrul armăturii, când aceasta este așezată la exteriorul zidăriei, și de 25 ori diametrul armăturii, când aceasta este așezată la interiorul zidăriei, pericolul de flambaj al barelor fiind atunci mai mic.

In toate cazurile, etrierii nu trebue așezați la distanțe mai mari decât 50 cm.

Capetele armăturii longitudinale se îndoaie în unghi drept și se termină cu ciocuri. Dacă armătura lucrează la întindere, capetele ei trebue să fie ancorate în beton (fig. 36 *f*). Lungimea de ancorare a capetelor se ia de cel puțin 30 de ori diametrul armăturii. Innădirile armăturii se recomandă, deobicei, să fie sudate (fig. 36 g). La înnădirile prin petrecere fără sudură, capetele barelor trebue să fie petrecute cu 50 d pentru armătura întinsă și 20 d pentru armătura comprimată. Capetele barelor care se înnădesc fără sudură trebue să fie prevăzute cu ciocuri. In zona întinsă, se admite înnădirea prin petrecere fără sudură în aceeaș secțiune a cel mult 25% din toate barele.

Pentru evitarea coroziunii armăturii și pentru asigurarea conlucrării ei cu zidăria, mărcile mortarelor utilizate nu trebue să fie mai mici decât cele indicate în tabela 45.

Tabela 45

Mărcile mortarelor pentru zidăria armată

Așezarea armăturii	Marca mortarului	
	In mediu uscat	In mediu umed
La interiorul zidăriei	50	100
La exteriorul zidăriei:		
mortarul zidăriei	25	50
mortarul stratului de protecție	50	100

Scanned with OKEN Scanner

Capacitatea portantă a zidăriei armate cu armătură longitudinală, la compresiune centrică și excentrică și la încovoiere, în starea limită, se determină considerând o diagramă dreptunghiulară de eforturi unitare.

La compresiune centrică, capacitatea portantă a zidăriei cu armătură longitudinală se calculează cu formula :

$$N = \Sigma\, nN^n \leqslant (m_z F R + m_a R_a F_a)\, m\varphi \qquad (3.76)$$

unde F — secțiunea zidăriei;

F_a — secțiunea armăturii;

R și R_a — rezistențele de calcul ale zidăriei și armăturii ($R_a = 1\,600$ kg/cm²);

m_z — coeficientul condițiilor de lucru pentru zidăria cu armătură longitudinală ($m_z = 0{,}85$);

m_a — coeficientul condițiilor de lucru pentru armătură ($m_a = 1$);

m — coeficientul condițiilor de lucru pentru zidărie.

Inlocuind pe m_z și m_a cu valorile lor în formula (3.76), se obține :

$$N = \Sigma\, nN^n \leqslant m\varphi\,(0{,}85\, F R + 1\,600\, F_a) \qquad (3.77$$

Proprietățile elastice ale zidăriei, după cum rezultă din încercări, se schimbă foarte puțin prin introducerea în secțiune a armăturii. Deaceea, coeficientul de flambaj poate fi luat, fără a face erori mari, acelaș ca și pentru zidărie nearmată, după tabela 36.

La compresiune excentrică, rezistența normată a zidăriei crește, cu cât cresc excentricitățile. Se consideră că rezistența de calcul a zidăriei R crește cu creșterea excentricității până la valoarea $R_1 = 1{,}25\, R$. Această ipoteză, împreună cu diagrama dreptunghiulară a eforturilor unitare în starea limită, duc la o concordanță a rezultatelor calculului cu cele experimentale.

Capacitatea portantă la compresiunea excentrică a zidăriei de cărămidă cu armătură longitudinală se calculează, după mărimea excentricității, cu formulele unuia din următoarele două cazuri :

Cazul I. Asupra secțiunii acționează o forță longitudinală cu excentricitate mare. In acest scop, capacitatea portantă a secțiunii se verifică cu formulele (3.78) și (3.79), care se deduc ca pentru betonul armat din cele două condiții de echilibru : ecuația momentelor forțelor exterioare și interioare în raport cu centrul de greutate al secțiunii armăturii întinse

Scanned with OKEN Scanner

și ecuația proiecțiilor acestor forțe pe direcția axei longitudinale (fig. 37 *a*).

$$N = \sum nN^n \leqslant m\varphi \frac{1\,600\,F'_a h_a + m_z R_t S_z}{e} = m\varphi \frac{1\,600\,F'_a h_a + R_t S_z}{e}; \quad (3.78)$$

$$N = \sum nN^n \leqslant m\varphi\,[R_a\,(mF'_a - m_a F_a) + m_z R_t F_z] =$$
$$= m\varphi\,[1\,600\,(F'_a - F_a) + R_t F_z) \quad (3.79)$$

unde R_a — rezistența de calcul a armăturilor comprimate și întinse (1 600 kg/cm²);

F_a și F'_a — secțiunile armăturilor întinse și comprimate;

R_t — rezistența de calcul a zidăriei la compresiune din încovoiere, egală cu 1,25 R;

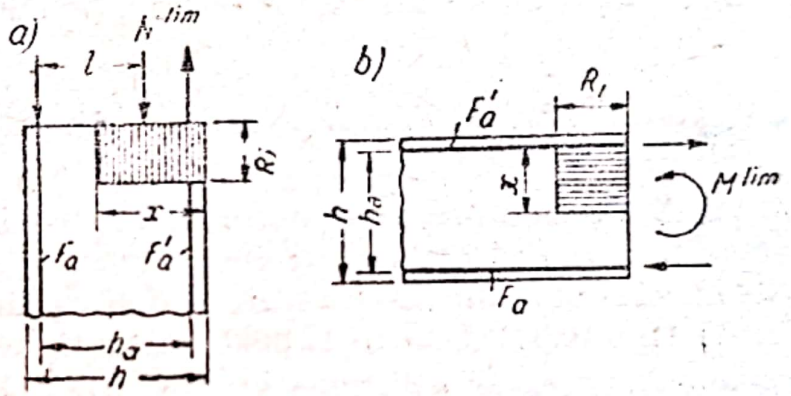

Fig. 37. Scheme pentru calculul zidăriei armate:
a — compresiune excentrică;
b — încovoiere

h_a — brațul de pârghie între armătura întinsă și cea comprimată;

e — excentricitatea forței longitudinale în raport cu centrul de greutate al armăturii întinse;

F_z — suprafața zonei comprimate a secțiunii de zidărie;

S_z — momentul static al zonei comprimate a secțiunii de zidărie în raport cu centrul de greutate al armăturii întinse.

Cazul 2. Asupra secțiunii acționează o forță longitudinală cu excentricitatea mică. Pentru acest caz, ca pentru zidăria nearmată și betonul armat, se poate aplica ipoteza valorii constante a momentului de rupere în raport cu marginea mai puțin solicitată a secțiunii. Admițând o eroare oarecare (deobicei defavorabilă) această condiție poate fi scrisă în raport cu centrul

Scanned with OKEN Scanner

de greutate al armăturii întinse sau mai puțin comprimate :

$$R_i S_z = RS \tag{3.80}$$

unde R_i este rezistența de calcul a zidăriei pentru o valoare dată a excentricității. R_i nu figurează în formule.

Partea stângă a egalității (3.80) reprezintă un produs de mărimi necunoscute — momentul static al zonei comprimate a secțiunii în raport cu centrul de greutate al armăturii întinse și rezistența de calcul a zidăriei pentru o valoare dată a excentricității. Cele două mărimi din partea dreaptă a egalității — momentul static S al secțiunii totale și rezistența de calcul a zidăriei R sunt cunoscute, deoarece corespund cazului compresiunii centrice.

Scriind ecuația de echilibru a momentelor forțelor interioare și exterioare în raport cu centrul de greutate al armăturii întinse sau mai puțin comprimate, se obține, pe baza condiției (3.80) :

$$N = \sum n N^n \leqslant m\varphi \frac{m_a F'_a R_a h_a + m_z R_i S_z}{e} = m\varphi \frac{1\,600 F'_a h_a + 0{,}85\, RS}{e} \tag{3.81}$$

In cazul 2 de compresiune excentrică, armătura F_a se așează de cele mai multe ori numai constructiv și poate chiar lipsi cu totul; atunci momentele statice S și S_z din ecuațiile (3.80) și (3.81) trebue să se ia în raport cu marginea secțiunii.

In unele cazuri, când secțiunea armăturii F'_a este mare în comparație cu F_a și excentricitatea forțelor normale este mică, ruperea poate începe în partea armăturii F_a și nu în partea armăturii F'_a. Acest lucru se întâmplă când centrul de greutate se deplasează înspre armătura F'_a, trecând de punctul de aplicare al forței.

Deaceea este necesară o verificare suplimentară, care se face scriind ecuația de echilibru a momentelor în raport cu centrul de greutate al armăturii F'_a, respectiv :

$$N = \sum n N^n \leqslant m\varphi \frac{1\,600 F_a h_a + 0{,}85\, RS'}{e'} \tag{3.82}$$

unde S' — momentul static al secțiunii totale în raport cu centrul de greutate al armăturii F'_a ;

e' — excentricitatea forței longitudinale în raport cu centrul de greutate al armăturii F'_a.

Limita între cazurile 1 și 2 de compresiune excentrică rezultă scriind condiția egalității valorilor rezistenței limită a

secțiunii după formulele (3.78) și (3.81). Din această egalitate rezultă condiția :

$$R_t S_z = 0{,}85\ RS \tag{3.83}$$

unde S — momentul static al întregii secțiuni în raport cu armătura întinsă sau mai puțin comprimată.

Luând $R_t = 1{,}25\ R$, se găsește limita până la care se poate utiliza formula primului caz :

$$S_z \leqslant 0{,}7\ S \tag{3.84}$$

Pentru a putea verifica condiția (3.84), este necesar să se determine întâi, cu ajutorul formulei (3.78) sau (3.79), poziția axei neutre, după aceea valoarea momentului static S_z.

Dacă condiția (3.84) nu este satisfăcută, aceasta înseamnă că suntem în cazul 2 de compresiune excentrică.

Formulele (3.75)...(3.82) cuprind toate cazurile de calcul ale elementelor de construcții cu armătură longitudinală simplă și dublă, simetrică și nesimetrică.

Capacitatea portantă a elementelor de zidărie armată, supuse la încovoiere (fig. 15 *b*) se calculează cu formulele :

$$M = \sum nN^n \leqslant m\ (R_t S_z + 1600\ F'_a h_a) \tag{3.85}$$

$$R_t F_z = 1600\ (F_a - F'_a) \tag{3.86}$$

unde

$$R_t = 1{,}25\ R$$

In afară de aceasta, elementele încovoiate trebue să fie verificate la eforturile principale de întindere. Această verificare se face ca la proiectarea construcțiilor de beton armat.

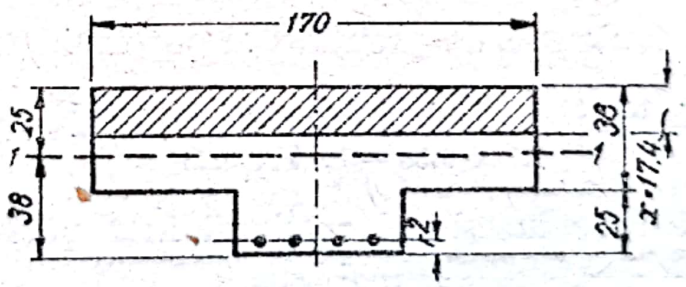

Fig. 38

Exemplul 7. Să se calculeze secțiunea unui zid. Dimensiunile secțiunii sunt date în figura 38. Zidăria este executată din cărămidă de marca $M-75$ și mortar de marca $M-25$. Inălțimea zidului $l_0 = 6{,}25$ m.

Clădirea face parte din clasa a II-a. Clasa lucrării B. Eforturile N și M și coeficienții de supraîncărcare n. Sarcină permanentă :

$$N_1^n = 10{,}2 \text{ t}; \quad M_1^n = 1{,}8 \text{ tm}; \quad n_1 = 1{,}1$$

Sarcină utilă :

$$N_2^n = 11{,}9 \text{ t}; \quad M_2^n = 2{,}25 \text{ tm}; \quad n_2 = 1{,}4$$

Eforturile de calcul :

$$N = 10{,}2 \times 1{,}1 + 11{,}9 \times 1{,}4 = 26{,}4 \text{ t}$$

$$M = 1{,}8 \times 1{,}1 + 2{,}25 \times 1{,}4 = 5{,}1 \text{ tm}$$

Excentricitatea forței normale :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{510\,000}{26\,400} = 19{,}4 \text{ cm}; \quad \frac{e_0}{y} = \frac{19{,}4}{25} = 0{,}78 > 0{,}6$$

unde $e_{\lim} = 0{,}6$.

Secțiunea trebue calculată la deschiderea limită a fisurilor.

$$N = \frac{F R_{ti} m_f}{\frac{F e_0 (h - y)}{J} - 1} = \frac{8\,060 \times 0{,}5 \times 1{,}5 \times 2}{\frac{8\,060 \times 38 \times 19{,}4}{2\,135\,000} - 1} = 6\,700 \text{ kg}$$

unde

$$F = 1{,}7 \times 0{,}38 + 0{,}64 \times 0{,}25 = 0{,}806 \text{ m}^2 = 8\,060 \text{ cm}^2$$

$$R_{ti} = kR_{ti}^n = 0{,}5 \times 1{,}5 = 0{,}75 \text{ kg/cm}^2; \quad m_f = 2$$

Poziția centrului de greutate al secțiunii (fig. 38) :

$$y_{1-1} = \frac{1{,}7 \times 0{,}38 \times 0{,}19 + 0{,}64 \times 0{,}25 \times 0{,}505}{1{,}7 \times 0{,}38 + 0{,}64 \times 0{,}25} = 0{,}25 \text{ m}$$

Momentul de inerție al secțiunii în raport cu axa care trece prin centrul de greutate :

$$J = \frac{117 \times 0{,}25^3}{3} + \frac{1{,}7\,(0{,}38 - 0{,}25)^3}{3} + \frac{0{,}64 \times 0{,}25^3}{12} +$$

$$+ 0{,}64 \times 0{,}25 \times 25{,}5^2 = 0{,}02135 \text{ m}^4 = 2\,135\,000 \text{ cm}^4$$

$N = 26\,400 > 6\,700$ — este necesar ca secțiunea să fie mărită.

Dacă în locul mortarului $M-25$ se utilizează mortar $M-50$, atunci $R_i'' = 2{,}5$ kg/cm² și capacitatea portantă a secțiunii se va mări în raportul $\frac{2{,}5}{1{,}5}$, adică va deveni 6 700 $\frac{2{,}5}{1{,}5} = 11\,000$ kg, ceeace este deasemenea insuficient, deoarece $26\,400 > 11\,100$.

Se armează zona întinsă a secțiunii cu o armătură longitudinală. Se determină coeficientul de subțirime al secțiunii:

$$\lambda_{red} = \frac{l_0}{r} = \frac{625}{\sqrt{\frac{2\,135\,000}{8\,060}}} \cdot \sqrt{\frac{1\,000}{700}} = 46{,}5$$

$$\varphi = 0{,}75.$$

Cu formula (3.78), luând $F_a = 0$, avem

$$Ne = m_z R_i S_z \quad \text{sau} \quad S_z = \frac{N}{R_i} \cdot \frac{e}{\varphi}$$

unde $e = 19{,}4 + 38 - 2 = 55{,}4$ cm;

$$R_i = 1{,}25 \times 0{,}5 \times 20 = 12{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

Inlocuind aceste valori, rezultă:

$$S_z = \frac{26\,400 \times 55{,}4}{12{,}5 \times 0{,}75} = 155\,000 \text{ cm}^3$$

Momentul static al secțiunii totale în raport cu centrul de greutate al armăturii întinse:

$$S = 170 \times 38\,[19 + (25 - 2)] + 64 \times 25\,(12{,}5 - 2) = \\ = 286\,900 \text{ cm}^3;$$

$$\frac{S_z}{S} = \frac{155\,000}{286\,900} = 0{,}54 < 0{,}7$$

adică suntem în primul caz de compresiune excentrică.

Să se calculeze înălțimea zonei active a secțiunii. Momentul static al plăcii secțiunii în T în raport cu armătura întinsă.

$$S' = 170 \times 38\,[19 + (25 - 2)] = 270\,000 \text{ cm}^3 > 155\,000 \text{ cm}^3$$

adică axa neutră cade în placă. Notând înălțimea zonei active cu x:

$$S_z = 170\ x \left(61 - \frac{x}{2}\right) = 155\,000\ \text{cm}^3$$

de unde

$$x^2 - 122\ x + 1\,830 = 0 \quad \text{și} \quad x = 17{,}5\ \text{cm}$$

Din formula (3.79) se obține secțiunea de armătură necesară:

$$F_a = \frac{R_i F_z - \frac{N}{\varphi}}{1\,600} = \frac{12{,}5 \times 170 \times 17{,}5 - \frac{26\,400}{0{,}75}}{1\,600} = 4{,}4\ \text{cm}^2$$

Se i ≅ 4 Φ 12 mm; $F_a = 4{,}52\ \text{cm}^2$.

4. *Elemente complexe*

Se numesc elemente complexe elementele alcătuite din zidărie și beton armat (fig. 39), care lucrează împreună până în momentul ruperii.

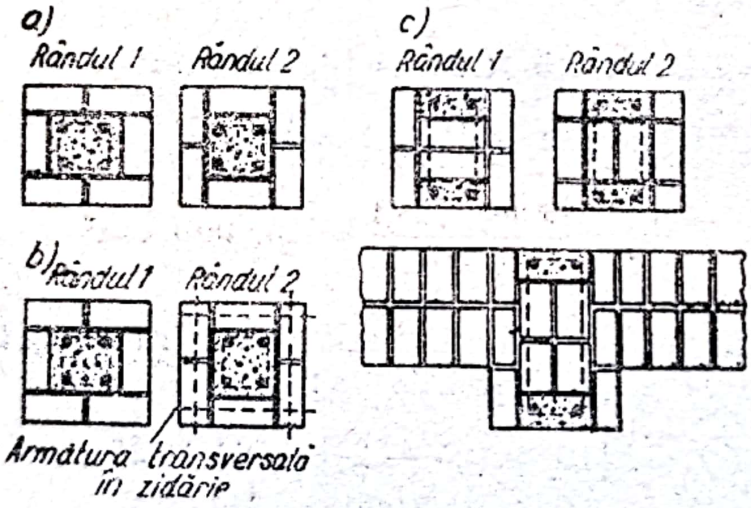

Fig. 39. Secțiuni de elemente complexe:
a și *b* — stâlpi cu sâmbure interior de beton armat;
c — stâlp și pilastru cu betonul armat la exterior

Stâlpii și pilaștrii se pot executa ca elemente complexe cu un sâmbure interior de beton armat (fig. 39 *a* și *b*), sau turnând partea de beton armat la exterior în locașuri lăsate în zidărie (fig. 39 *c*).

Ordinea operațiilor de execuție a elementelor complexe cu sâmbure interior de beton armat este următoarea: se execută

zidăria pe o înălțime de 1,0...1,2 m, apoi în locașuri lăsate în ea se așează carcasa de armătură, alcătuită din barele de rezistență și etrieri. După montarea carcasei se toarnă betonul. La betonare trebue utilizat un beton de consistență plastică, care trebue să se toarne cu grijă pentru a se evita formarea golurilor. După terminarea betonării se execută din nou zidărie pe o înălțime de 1...1,2 m, se betonează din nou și așa mai departe. Innădirea armăturii se execută pe măsura necesității, prin acelaș procedeu ca și în cazul armării longitudinale a zidăriei.

Neajunsul acestui procedeu de execuție a elementelor complexe constă în dificultatea controlului calității sâmburelui de beton, care cere o execuție deosebit de îngrijită.

Când elementele complexe sunt alcătuite ca în figura 39 *c*, zidăria se execută deodată așezând în rosturi etrierii, care intră ca mustăți în locașele lăsate pentru beton. După terminarea zidăriei se montează armătura de rezistență și panoul exterior de cofraj, apoi se toarnă betonul pe toată înălțimea elementului. Prin acest procedeu de execuție se asigură ușor controlul calității execuției părților de beton armat ale elementului de construcție.

Utilizarea elementelor de construcții complexe se recomandă în următoarele cazuri:

1. Când sunt necesare ziduri și stâlpi înalți, la care o armare longitudinală se dovedește insuficientă; chiar în cazurile când prin armarea longitudinală a zidăriei se poate ajunge la o consolidare suficientă a construcției, deseori utilizarea elementelor complexe este mai economică deoarece cantitatea de armătură necesară este mult mai mică decât în cazul armării longitudinale.

2. La zidurile și stâlpii comprimați excentric, în special în cazul excentricităților mari.

3. La buiandrugi, centuri, tălpi de fundație și alte elemente constructive care lucrează la încovoiere sau întindere.

Este de presupus că utilizarea elementelor complexe ar fi potrivită în cazul sarcinilor care se aplică cu vibrații și în regiunile seismice. In acest domeniu, elemente complexe nu au fost încă utilizate.

După capacitatea lor portantă, elementele complexe ocupă un loc intermediar între elementele de beton armat și cele de zidărie și zidărie armată.

In unele cazuri, elementele complexe sunt mai convenabile decât cele de beton armat, deoarece necesită o cantitate

mai mică de armătură; afară de aceasta, nu necesită (sau aproape nu necesită) cofraje.

Execuția zidăriei și a părților de beton ale elementelor complexe se pot face în același timp, ceeace crează posibilitatea reducerii duratei lucrărilor.

Până de curând elementele complexe se utilizau rar în construcții, deoarece erau puțin cunoscute.

Profesorul P. L. Pasternac a elaborat bazele teoretice de calcul ale elementelor complexe și a arătat, cu ajutorul unei serii de exemple concrete, eficacitatea economică a utilizării lor la clădirile civile și industriale și la alte construcții inginerești.

In anii 1945...1947, la ȚNIPS, S. V. Poliacov, candidat în științe tehnice, a verificat experimental unele probleme din teoria calculului elementelor complexe.

După cum arată încercările, stâlpii scurți, supuși la compresiune centrică și alcătuiți după ambele sisteme descrise mai sus, dau aceiaș capacitate portantă pentru aceiaș secțiune de calcul și rezistențe egale ale materialelor. La compresiune excentrică, la flambaj etc., capacitatea portantă a elementului este mai mare în sistemul II decât în primul sistem, deoarece materialul mai rezistent este plasat în acest sistem la distanță mai mare dela axa neutră. Prin urmare, cu toate că sistemul al doilea de alcătuire a elementelor complexe are, în comparație cu primul sistem, neajunsul necesității unei cantități mai mari de lemn pentru cofraj, totuși acest sistem este preferabil în majoritatea cazurilor.

Pentru secțiunile complexe se utilizează:

cărămidă de marca cel puțin	75
mortar de marca cel puțin	50
beton de marca	100...150

La alcătuirea constructivă a elementelor verticale trebue să se respecte următoarele reguli:

Grosimea stratului de protecție, atât în cazul elementelor cu sâmbure de beton armat la interior, cât și în cazul când betonul armat se găsește la exterior, trebue să fie de cel puțin 2,5 cm.

Etrierii trebue să fie așezați la 3...4 asize de zidărie. In cazul când betonul armat este situat la exterior, etrierii trebue să fie ancorați în zidărie.

Distanța dintre barele de armătură (lumina) nu trebue să fie mai mică decât 2,5 cm. Diametrul armăturii întinse trebue să fie de cel puțin 5 mm, iar al celei comprimate, de cel puțin 8 mm.

La elementele de construcţii complexe trebue să se asigure transmiterea sarcinilor asupra întregii secţiuni, prin plăci de repartiţie.

Innădirea şi ancorarea barelor se face la fel ca la zidăriile cu armare longitudinală.

Secţiunile complexe supuse la compresiune se calculează pornind dela următoarele ipoteze:

1. Zidăria şi betonul lucrează împreună până la rupere, conlucrarea fiind asigurată prin forţele de adeziune ce se desvoltă pe suprafaţa de contact între cele două materiale; diagramele eforturilor unitare în zidărie şi în betonul armat se consideră în starea limită, dreptunghiulare; zona întinsă a zidăriei şi betonului nu se ia în consideraţie în calcul.

2. In stadiul de rupere, eforturile unitare din betonul comprimat, precum şi cele din armătura comprimată şi întinsă ajung la rezistenţa de calcul.

3. După mărimea excentricităţii forţei longitudinale, rezistenţa de calcul a zidăriei şi cea a betonului variază între R (rezistenţa prismatică) şi $R_i = 1{,}25\ R$ (rezistenţa de calcul la compresiune din încovoiere).

4. Deoarece deformaţia limită la compresiune a zidăriei de cărămidă depăşeşte simţitor pe cea a betonului, efortul unitar în zidărie atinge numai 80...90% din rezistenţa normată la compresiune. Deaceea, coeficientul condiţiilor de lucru pentru zidăria de cărămidă din elementele complexe trebue luat egal cu 0,8.

Calculul capacităţii portante la compresiune centrică a unei secţiuni de element complex cu zidărie de cărămidă se face cu formula:

$$N = \sum nN^n \leqslant \varphi_{zc}\ (m_z F R + m_b F_b R_b + m'_a R_a F_a) \qquad (3.87)$$

unde F, F_b şi F_a — secţiunile zidăriei, betonului şi armăturii;

R, R_b şi R_a — rezistenţele de calcul ale zidăriei, betonului şi armăturii: (R_a=1600 kg/cm²);

$m_z = m_b = 0{,}8$ — coeficientul condiţiilor de lucru pentru zidărie şi beton;

$m_a = 0{,}85$ — coeficientul condiţiilor de lucru pentru armături în secţiuni complexe;

φ_{zc} — coeficientul de flambaj; se ia după tabela 36, în funcţie de caracteristica elastică [1])

---

[1]) Formula a fost propusă de S. M. Cuzneţov, candidat în ştiinţe tehnice.

Scanned with OKEN Scanner

$$\alpha = \frac{E_0}{R^n_{zc}} \tag{3.88}$$

unde

$E_0 = \frac{E_{oz} I_z + E_{ob} I_b}{I_z + I_b}$ — modulul de elasticitate ideal al construcției complexe;

E_{oz} și E_{ob} — modulii de elasticitate inițiali ai zidăriei și betonului;

I_z și I_b — momentele de inerție ale secțiunii zidăriei și betonului în raport cu axa care trece prin centrul de greutate geometric al secțiunii;

R^n_{zc} — rezistența normată redusă a secțiunii complexe, care se calculează cu formula:

$$R^n_{zc} = \frac{F R^n + F_b R^n_b}{F + F_b} \tag{3.89}$$

Inlocuind coeficienții condițiilor de lucru cu valorile lor numerice, avem:

$$N = \sum n N^n \leqslant 0{,}8\ \varphi_{zc}(FR + F_b R_b + 1{,}05\ R_a F_a) \tag{3.90}$$

Metoda de calcul a secțiunilor elementelor complexe la compresiune excentrică nu diferă principial de calculul secțiunilor de zidărie cu armătură longitudinală. Ca la secțiunile de zidărie armată, și aici sunt posibile două cazuri.

Cazul I. Forța longitudinală se aplică cu excentricitate mare.

Capacitatea portantă în acest caz se verifică cu două formule:

$$N = \sum n\ N^n \leqslant \varphi_{zc}\ \frac{m_a R_a F'_a h_a + m_z R_i S_{zc}}{e} \tag{3.91}$$

$$N = \sum n N^n \leqslant \varphi_{zc}\ [m_a R_a (F'_a - F_a) + m_z R_i F_{zc}] \tag{3.92}$$

Momentul static ideal al zonei comprimate a secțiunii complexe în raport cu armătura întinsă S_{zc} se calculează cu formula:

$$S_{zc} = S_z + \gamma_2 S_{zb}; \tag{3.93}$$

unde

$$\gamma_2 = \frac{R_{pr \cdot b}}{R} \cdot \frac{m_b}{m_z} = \frac{R_{pr \cdot b}}{R}$$

Aici $R_{pr \cdot b}$ și R — rezistența prismatică de calcul a betonului și rezistența de calcul a zidăriei;

S_z și S_{zb} — momentele statice ale zonei comprimate a betonului și zidăriei în raport cu centrul de greutate al armăturii întinse.

Suprafața echivalentă (ideală) a zonei comprimate a secțiunii are expresia:

$$F_{zc} = F_z + \gamma_2 F_{zb} \tag{3.94}$$

Formulele (3.91) și (3.92) sunt valabile pentru

$$S_{zc} \leqslant 0{,}8\, S_c \tag{3.95}$$

unde S_c — momentul static ideal al întregii secțiuni complexe în raport cu centrul de greutate al armăturii întinse.

Dacă condiția (3.95) nu este satisfăcută, avem cazul II de compresiune excentrică.

Cazul II. Forța longitudinală se aplică cu excentricitate mică. După cum au arătat încercările făcute în laboratorul construcțiilor de zidărie al ȚNIPS-ului, pentru cazul II dă rezultate bune ipoteza momentului de rupere constant în raport cu marginea secțiunii mai depărtată de punctul de aplicație al forței. Admițând aceeaș aproximație ca la calculul secțiunilor elementelor de zidărie cu armătură longitudinală, se poate scrie egalitatea:

$$S_{zc} R_i = S_c R \tag{3.96}$$

de unde se ajunge la formula definitivă de calcul:

$$N = \sum n N^n \leqslant \varphi_{zc} \frac{m_a F_a' h_a + m_z R S_c}{e} \tag{3.97}$$

Când secțiunea armăturii F_a' este mare în comparație cu secțiunea armăturii F_a și forța longitudinală se aplică între centrele de greutate ale armăturilor F_a și F_a', este necesară și verificarea suplimentară cu formula:

$$N = \sum n N^n \leqslant \varphi_{zc} \frac{m_a R_a F_a h_a + m_z R S_c'}{e'} \tag{3.98}$$

unde S_c' — momentul static ideal al secțiunii complexe în raport cu centrul de greutate al armăturii F_a';

e' — excentricitatea forței longitudinale în raport cu centrul de greutate al armăturii F_a'.

Scanned with OKEN Scanner

Formulele de calcul pentru compresiunea centrică şi pentru cazul II de compresiune excentrică au fost verificate experimental la ŢNIPS şi s'a ajuns la o concordanţă mulţumitoare cu rezultatele încercărilor. Formulele primului caz de calcul la compresiune excentrică nu au fost încă verificate experimental.

Coeficientul de flambaj al elementelor complexe (φ_{zc}) este variabil şi depinde de valoarea excentricităţii, totuşi valoarea lui absolută variază puţin, deaceea pentru simplificarea formulelor se poate considera φ_{zc} independent de excentricitatea forţei normale.

La limită, formulele date mai sus pentru determinarea capacităţii portante a secţiunilor elementelor complexe devin valabile pentru elementele de construcţie de beton armat, respectiv de zidărie cu armătură longitudinală, dacă se egalează cu zero suprafaţa şi momentul static al zidăriei, respectiv al părţii de beton armat al secţiunii şi se consideră valorile corespunzătoare pentru coeficienţii condiţiilor de lucru.

Scanned with OKEN Scanner

PARTEA A IV-A

CALCULUL CONSTRUCŢIILOR METALICE DUPĂ STĂRILE LIMITĂ

I. Consideraţii generale asupra calculului construcţiilor metalice după stările limită

Calculul construcţiilor metalice se face la două stări limită :

a) Prima stare limită — după capacitatea portantă (rezistenţă, stabilitate şi obosirea materialului), la care odată ajunsă, construcţia îşi pierde capacitatea de a rezista la acţiuni exterioare sau capătă deformaţii remanente atât de mari, încât acestea nu mai permit continuarea exploatării construcţiei.

b) A doua stare limită — după deformaţiile din sarcini statice sau dinamice, la care construcţia îşi menţine rezistenţa şi stabilitatea, însă apar deformaţii sau vibraţii care fac imposibilă continuarea exploatării.

Un calcul al construcţiilor metalice după a treia stare limită — formarea sau deschiderea fisurilor — nu este necesar. Apariţia fisurilor la construcţiile metalice executate normal este exclusă ; în cazurile când ele pot totuşi apărea (la suduri), apariţia lor trebue evitată nu prin metode de calcul, ci prin măsuri de execuţie (stabilirea unui anumit mod de a executa sudura etc.),

Cea mai importantă stare limită a construcţiilor este cea dintâi, deoarece epuizarea capacităţii portante exclude totdeauna posibilitatea exploatării în continuare a construcţiei ; deaceea, verificarea după prima stare limită este obligatorie şi la construcţiile metalice ca şi la construcţiile din alte materiale.

Verificarea după a doua stare limită se impune în cazurile în care, datorită naturii solicitărilor exterioare sau formei

Scanned with OKEN Scanner

construcţiei, există posibilitatea producerii unor deformaţii sau unor vibraţii foarte puternice, care să împiedece exploatarea normală a construcţiei.

Calculul la rezistenţă şi stabilitate al construcţiilor metalice se efectuează pentru sarcinile de calcul în ipotezele de încărcare cele mai defavorabile, adică pentru acţiunea celor mai mari sarcini probabile din timpul exploatării construcţiei, care se determină înmulţind sarcinile normate cu coeficienţii de supraîncărcare.

Calculul la obosire se face pentru sarcinile normate, deoarece acestea se pot repeta de mai multe ori şi pot duce la fenomenul de obosire a materialului. Sarcinile de calcul apar foarte rar cu valoarea lor totală, deaceea nu pot duce la fenomenul de obosire.

Verificarea construcţiilor metalice la deformaţii se face pentru sarcinile normate deoarece a doua stare limită — după deformaţii — cere să se dea construcţiei o rigiditate suficientă pentru a-i asigura posibilitatea exploatării sub solicitările care apar în timpul exploatării normale a construcţiei.

Particularităţile condiţiilor de lucru ale construcţiilor metalice şi ale elementelor lor componente, care influenţează coeficientul de siguranţă al construcţiei, se iau în considerare ca şi la construcţiile din alte materiale, prin coeficienţii condiţiilor de lucru.

Rezistenţa construcţiilor metalice este determinată de rezistenţa minimă posibilă a materialului — rezistenţa de calcul, care este produsul dintre rezistenţa normată şi coeficientul de omogeneitate.

Rezistenţa normată este dată în norme şi constitue indicele principal de rebut al materialului.

Coeficientul de omogeneitate al materialului ţine seamă de variaţia caracteristicilor mecanice în raport cu rezistenţa normată şi arată cu cât rezistenţa materialului utilizat în construcţie poate fi mai mică decât rezistenţa normată.

II. Coeficienţii de omogeneitate şi rezistenţele de calcul Coeficienţii condiţiilor de lucru

1. *Consideraţii de bază*

Capacitatea portantă a construcţiilor metalice, ca şi cea a construcţiilor din alte materiale, este determinată de rezistenţa minimă posibilă a materialului numită rezistenţa de calcul.

Pentru oțel, ca indice de rezistență care determină capacitatea portantă a construcției, se ia limita de curgere deoarece când eforturile unitare ajung la limita de curgere elementele de construcție practic nu mai rezistă la solicitările exterioare. Pentru fontă, care este un material casant, se ia ca indice de rezistență, care determină capacitatea portantă a construcției, limita de elasticitate deoarece dincolo de această limită structura fontei se schimbă atât de mult încât exploatarea construcției nu mai este posibilă.

Ca rezistență de bază a metalului se ia valoarea dată de norme (rezistența normată) care se controlează, atât la fabricarea materialului, cât și la recepția lui. Pe baza acestei valori se face rebutarea metalului.

Pentru materialele plastice — oțelurile pentru construcții — ca rezistență normată se ia limita de curgere, iar pentru materialele casante — limita de elasticitate, care este o fracțiune din rezistența limită.

Cu tot controlul riguros, se poate totuși întâmpla să ajungă în construcție un oțel cu o rezistență ceva mai mică decât cea dată de norme. Deaceea, pentru a asigura în orice caz rezistența construcției, capacitatea ei portantă nu trebue calculată pe baza rezistențelor normate, ci pe baza rezistențelor minime posibile, adică a rezistențelor de calcul. Valoarea rezistenței minime posibile se stabilește pe bază de date statistice, pentru fiecare marcă de oțel.

Variația caracteristicilor mecanice ale materialului, respectiv posibilitatea micșorării rezistenței lor față de valorile date în norme, se caracterizează prin coeficientul de omogeneitate, care face legătura între rezistențele normate și cele de calcul. Rezistența de calcul se obține prin înmulțirea rezistenței normate cu coeficientul de omogeneitate.

Coeficientul de omogeneitate depinde, în general, numai de proprietățile materialului; totuși, în cazul construcțiilor metalice, pentru a se evita introducerea unui coeficient suplimentar, în coeficientul de omogeneitate se ține seama și de toleranțele privind suprafețele secțiunilor laminatelor.

Deci, coeficientul de omogeneitate al oțelului este definit ca raportul dintre limita de curgere minimă probabilă, redusă sub aspect statistic, (datorită variațiilor de dimensiuni ale secțiunilor laminatelor față de cele indicate în sortiment) și valoarea normată a limitei de curgere (rezistența normată).

2. *Coeficienții de omogeneitate și rezistențele de calcul pentru oțel*

Din prelucrarea statistică, la ȚNIPS, a 5888 încercări de uzină cu oțelul St3, (fig. 40), s'au obținut următoarele valori pentru limita de curgere.

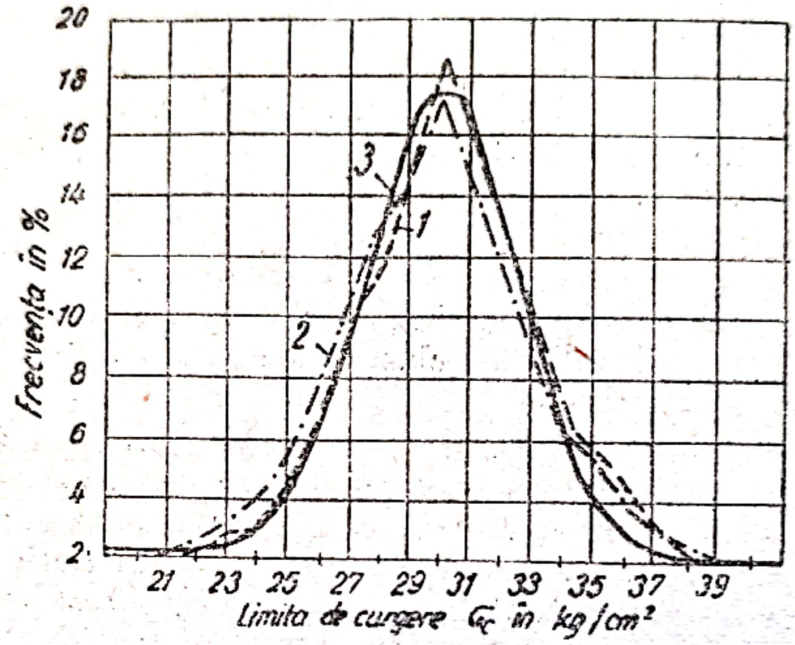

Fig. 40. Curbele statistice de împrăștiere a limitei de curgere pentru oțelur de marca St3:
1, 2 — după date dela diferite uzine
3 — curba lui Ganss $y = 15{,}96 \frac{-x^2}{73{,}5}$

Valoarea statistică medie a limitei de curgere

$$R_{cms} = 30 \text{ kg/mm}^2$$

Abaterea medie patratică

$$\Delta_c = 3 \text{ kg/mm}^2$$

Valoarea minimă teoretică probabilă a limitei de curgere

$$R_{cs} = R_{cms} - 3\Delta_c = 21 \text{ kg/mm}^2$$

Valoarea minimă teoretică probabilă a limitei de curgere $R_{cs} = 21$ kg/mm² coincide bine cu materialul real, de unde se vede că numai într'un singur caz limita de curgere are valoarea 21 kg/mm², iar în celelalte cazuri este mai mare.

Micşorarea suprafeţei secţiunii laminatului faţă de cea din sortiment măreşte eforturile în construcţie. Deaceea, pentru asigurarea rezistenţei necesare, se ia în considerare o reducere a valorii minime probabile a limitei de curgere astfel ca să acopere micşorarea posibilă a suprafeţei secţiunii. Această reducere se consideră, conform teoriei statisticii, ca un fenomen complex, ţinând seama de posibilitatea apariţiei simultane a doi factori:

— micşorarea limitei de curgere faţă de valoarea ei normată;

— micşorarea suprafeţei secţiunii faţă de valoarea nominală.

După prelucrarea făcută, valoarea minimă probabilă statistică a limitei de curgere, ţinând seama şi de micşorarea suprafeţei secţiunii, este

$$R_{cs\,red.} = 20 \text{ kg/mm}^2$$

Prelucrarea statistică a fost făcută pentru oţelul conform condiţiilor GOST 380—41 „Oţel carbonic laminat la cald, de calitate obişnuită. Clasificare şi prescripţii tehnice generale", pentru care limita de curgere (rezistenţa normată) este

$$R^n = 22 \text{ kg/mm}^2$$

Având aceste date, coeficientul de omogeneitate este

$$k = \frac{R_{cs\,red.}}{R^n} = \frac{20}{22} \approx 0{,}9$$

In prezent, GOST-ul menţionat este revizuit şi înlocuit cu GOST 380—50. Noul GOST, ţinând seama de îmbunătăţirea calităţii oţelului executat de uzinele sovietice, stabileşte limita de curgere la 24 kg/mm².

Presupunând că acest coeficient de omogeneitate, determinat mai sus, k, ar rămâne acelaş, rezultă că rezistenţa de calcul pentru oţelul de marca St3 va fi:

$$R = kR^n = 0{,}9 \times 24 \approx 21 \text{ kg/mm}^2 = 2\,100 \text{ kg/cm}^2$$

Printr'o metodă similară s'au stabilit coeficienţii de omogeneitate şi pentru alte mărci de oţel. Valorile coeficienţilor de omogeneitate sunt următoarele:

— pentru oţelurile de mărcile St0, St2, St3 şi St4, k = 0,90;

— pentru oţelurile de mărcile St5, NL1 şi NL2, k = 0,85.

Rezistențele de calcul corespunzătoare la întindere, compresiune și încovoiere ale oțelurilor laminate sunt următoarele:

— pentru oțelurile de mărcile St0, St2, $R = 0{,}90 \times \times 1\,900 = 1\,700$ kg/cm²;
— pentru oțelurile de mărcile St3 și St4, $R = 0{,}90 \times \times 2\,400 = 2\,100$ kg/cm²;
— pentru oțelurile de marca St5, $R = 0{,}85 \times 2\,700 = = 2\,300$ kg/cm²;
— pentru oțelurile de marca NL1, $R = 0{,}85 \times 3\,000 = = 2\,550$ kg/cm²;
— pentru oțelurile de marca NL2, $R = 0{,}85 \times 3\,400 = = 2\,900$ kg/cm²;

Rezistențele de calcul la forfecare ale oțelurilor laminate sunt luate, conform teoriei energetice a rezistenței, egale cu 0,6 din rezistența de calcul la întindere. Valorile rezistențelor de calcul la forfecare sunt următoarele:

— pentru oțelurile de mărcile St0 și St2 1 000 kg/cm²
— pentru oțelurile de mărcile St3 și St4 1 250 kg/cm²
— pentru oțelurile de marca St5 1 350 kg/cm²
— pentru oțelurile de marca NL1 1 550 kg/cm²
— pentru oțelurile de marca NL2 1 750 kg/cm²

3. *Coeficienții de omogeneitate și rezistențele de calcul pentru nituri*

Coeficienții de omogeneitate pentru nituri sunt aceiași ca pentru oțelurile laminate, deoarece pentru acestea trebue să ne așteptăm la aceleași abateri ale indicilor de rezistență dela valorile de rebut.

Rezistența normată la întindere pentru nituri din oțel de mărcile St2 și St3 este $R^n = 2\,100$ kg/cm², iar pentru nituri din oțel de marca NL1 este $R^n = 3\,000$ kg/cm².

Rezistențele de calcul respective la întindere au următoarele valori: pentru niturile din oțel de mărcile St2 și St3 — $R = 1\,900$ kg/cm². Pentru niturile din oțel de marca NL1 — $R = 2\,550$ kg/cm².

Rezistența normată la forfecare a niturilor, după date experimentale [1]), corespunde rezistenței normate la întindere, înmulțită cu coeficientul 0,9 pentru niturile din oțel de mărcile St3 și St2 și 0,85 pentru niturile din oțel de marca NL1.

Deaceea, rezistențele de calcul la forfecare se iau: pentru niturile din oțel de mărcile St2 și St3 — 1 700 kg/cm², iar pentru cele din oțel de marca NL1 — 2 150 kg/cm².

---

[1]) G. A. Șapiro, „Comportarea îmbinărilor nituite ale construcțiilor metalice. Stroivoeumorizdat", 1949.

Rezistența de calcul la presiune pe gaură se ia, după date experimentale [1]), egală cu de două ori rezistența de calcul a oțelului din care este executată îmbinarea.

Calitatea execuției găurilor, posibilitatea excentricității etc., sunt luate în considerare la calculul îmbinărilor nituite, prin coeficientul condițiilor de lucru.

Pe bază de date experimentale și din experiența exploatării construcțiilor, coeficienții condițiilor de lucru (m) ai niturilor la strivire și forfecare s'au stabilit după cum urmează:

a) Pentru nituri așezate în găuri executate îngrijit — sfredelite și fără pete negre (grupa B) — 1,0.

b) Pentru nituri așezate în găuri executate prin străpungere sau sfredelire, însă care au pete negre (grupa *C*) — 0,8.

Pentru nituri lucrând la întindere, (smulgerea capetelor) ținând seama de excentricitățile inevitabile de aplicare a sarcinii, coeficientul condițiilor de lucru se ia egal cu 0,5.

După cum rezultă din cele arătate mai sus, valorile rezistențelor de calcul pentru îmbinările nituite se determină înmulțind rezistența de calcul a niturilor așezate în găuri executate îngrijit cu coeficientul condițiilor de lucru (m). Aceste valori sunt date în tabela 46.

Tabela 46

Rezistențele de calcul pentru îmbinările nituite în kg/cm²

Natura solicitării	Nituri din oțel de mărcile St2 și St3 în construcții din oțel de mărcile			Nituri din oțel NL1 în construcții, de mărcile	
	St0 și St2	St3 și St4	St5	NL1	NL2
Forfecare B	1 700	1 700	1 700	2 150	2 150
Forfecare C	1 350	1 350	—	—	—
Presiunea pe gaură B .	3 400	4 200	4 600	5 100	5 800
Presiunea pe gaură C .	2 750	3 300	—	—	—
Smulgerea capetelor. .	1 150	1 150	1 150	1 550	1 550

4. *Coeficienții de omogeneitate și rezistențele de calcul ale îmbinărilor sudate*

După cum se știe, rezistența îmbinărilor sudate depinde de marca oțelului, marca electrodului, natura solicitării (compresiune, întindere, forfecare), tipul de îmbinare și deasemenea de condițiile de execuție a sudurii.

---

[1]) *G. A. Șapiro*, „Comportarea îmbinărilor nituite ale construcțiilor metalice. Stroivoenmorizdat", 1949.

Scanned with OKEN Scanner

Deaceea valorile coeficienților de omogeneitate rezultă diferite, în funcție de factorii enumerați.

Spre deosebire de GOST 960—46 „Norme pentru proiectarea construcțiilor metalice", în care rezistențele admisibile sunt date independent de condițiile de execuție a sudurii, coeficienții de omogeneitate țin seama de aceste condiții.

S'au stabilit următoarele trei cazuri pentru condițiile de execuție a sudurilor:

1. La montaj pe șantier și în ateliere de șantier.
2. In uzină.
3. In uzină, pentru producție în serie, deasemenea la montaj, în cazul când procesul tehnologic al sudurii este foarte bine organizat și în cazul când există un control al calității execuției.

Cazul principal al condițiilor de execuție a sudurilor este luat cazul 2.

După cum au dovedit numeroase încercări, în cazul construcțiilor metalice sudate, executate în uzine, unde există un control riguros, iar sudura este executată de sudori calificați experimentați, calitatea sudurii este foarte ridicată. Deaceea, pentru construcțiile sudate executate în uzine specializate, coeficienții de omogeneitate pentru îmbinările cap în cap lucrând la compresiune, în cazul construcțiilor din oțel cu puțin carbon și al sudurii cu electrozi de marca E 42 și de calitate superioară, se iau egali cu 0,9; rezistența de calcul a metalului de sudură capătă atunci aceeaș valoare ca și cea a metalului de bază. Coeficienții de omogeneitate la forfecare se iau deasemenea egali cu 0,9. Pentru îmbinările lucrând la întindere, influența diferitelor defecte (goluri, incluziuni de sgură, neregularități etc.) se resimte deosebit de defavorabil, deaceea coeficientul de omogeneitate pentru acest tip de îmbinări este redus la 0,8.

Pentru coeficienții de omogeneitate adoptați, raportul dintre rezistențele de calcul ale îmbinărilor sudate și rezistențele de calcul ale metalului de bază este:

$$\text{la compresiune } \frac{R_{sud.compr.}}{R} = 1{,}0$$

$$\text{la întindere } \frac{R_{sud.int.}}{R} = 0{,}9$$

deci cu 10% mai mare decât în normele în vigoare (GOST 960—46).

Pentru îmbinările sudate ale construcţiilor executate din oţeluri inferioare, ţinând seama de dificultatea asigurării unei suduri de bună calitate, coeficienţii de omogeneitate se micşorează cu 5%.

In condiţiile primului caz de execuţie a sudurilor, coeficienţii de omogeneitate se iau micşoraţi cu 10%. Aceasta, pentrucă asigurarea unei bune calităţi a îmbinării sudate în aceste condiţii este dificilă. Raportul dintre rezistenţele de calcul ale îmbinărilor sudate şi rezistenţele de calcul ale metalului de bază este :

$$\text{la compresiune } \frac{R_{sud\ compr.}}{R} = 0{,}9,$$

$$\text{la întindere } \frac{R_{sud.\ int.}}{R} = 0{,}8,$$

adică la fel ca în normele în vigoare.

Pentru execuţie în serie (condiţiile cazului 3 de execuţie a sudurilor) cu aparate automate sau când procesul tehnologic al sudurii este bine organizat şi există un control riguros, se poate obţine ca îmbinarea sudată să aibă rezistenţa egală cu cea a metalului de bază, micşorarea calităţii îmbinării sudate putând fi eliminată în întregime. Pentru acest caz de sudură, coeficientul de omogeneitate al îmbinării sudate la întindere se măreşte până la valoarea corespunzătoare pentru metalul de bază.

Pentru asigurarea unei rezistenţe de calcul atât de mari, normele pun condiţia unui control riguros la execuţia sudurii.

O problemă specială o constitue sudura cu electrozi de marca E—34 cu învelişuri ionizante (de cretă şi altele asemănătoare cu acestea). Datorită faptului că aceşti electrozi dau indici de rezistenţă relativ mici şi se execută rudimentar, iar sudarea cu ei se face de către sudori puţin experimentaţi, calitatea metalului de sudură la sudarea cu aceşti electrozi prezintă abateri mai mari, în minus. In acest caz se cere o garanţie mai mare decât în cazul sudării cu electrozi de mărci superioare.

Bazându-ne pe practica utilizării „Normelor pentru proiectarea şi utilizarea construcţiilor metalice în timp de război" (U—29—42 Narcomstroi) şi a „Normelor şi prescripţiilor tehnice pentru proiectarea construcţiilor metalice" (N şi TU—1—46), raportul dintre rezistenţele de calcul ale îmbinărilor sudate executate cu electrozi de marca E—34 şi cele ale metalului

de bază de marca St0 este acelaş ca şi raportul dintre rezistenţele admisibile din normele în vigoare, respectiv:

$$\text{la compresiune} \quad \frac{R_{sud.\,compr.}}{R} = 0{,}8,$$

$$\text{la întindere} \quad \frac{R_{sud.\,int.}}{R} = 0{,}7.$$

Tabela 47

Rezistenţele de calcul ale îmbinărilor sudate, în kg/cm² (pentru cazul sudurii în uzine)

Tipul de sudură	Natura solicitării	Electrozi de marca E 34, în construcţii din oţel de marca		Electrozi de marca E 42, în cazul sudurii automate şi unui proces tehnologic avansat, în construcţii din oţel de marca		Electrozi de marca E 42A în construcţii din oţel de marca	Electrozi de marca E 55 A, în cazul sudării automate şi unui proces tehnologic avansat, în construcţii din oţel de marca	
		St0 şi St2	St3	St0 şi St2	St3	St3	NL1	NL2
Cap în cap	Compresiune	1 300	1 400	1 700	2 100	2 100	2 550	2 900
	Intindere	1 200	1 250	1 500	1 900	1 900	2 250	2 550
	Forfecare	800	850	1 000	1 300	1 300	1 500	1 700
Cordoane de colţ	Forfecare	900	950	1 200	1 500	1 500	1 800	2 000

5. *Coeficienţii condiţiilor de lucru*

Prin coeficienţii condiţiilor de lucru ai construcţiilor, se ţine seama de unele particularităţi ale condiţiilor în care este exploatată construcţia, care au ca efect o mărire sau o micşorare a siguranţei ei şi care nu apar în calcul.

Valorile coeficienţilor condiţiilor de lucru se stabilesc pe baza unei analize a condiţiilor de lucru ale construcţiilor în timpul exploatării şi a unui studiu al comportării lor sub sarcină.

Dintr'o astfel de analiză, pentru construcţiile curente tip industriale şi civile, coeficientul condiţiilor de lucru se ia egal cu 1.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru alte construcţii speciale, de exemplu : rezervoare, ateliere cu mediu agresiv etc., coeficientul se stabileşte în funcţie de condiţiile specifice de lucru ale acestor construcţii şi se ia subunitar.

III. Caracteristicile principale ale stărilor limită ale construcţiilor metalice după capacitatea portantă

1. *Consideraţii generale*

Starea limită a construcţiilor după capacitatea portantă se defineşte prin pierderea capacităţii de a rezista la solicitările exterioare sau prin atingerea unor deformaţii remanente atât de mari, încât să nu mai fie posibilă continuarea exploatării construcţiei fără reparaţii sau consolidări. Se consideră că pierderea capacităţii de a rezista la solicitările exterioare, respectiv epuizarea capacităţii portante la o construcţie metalică, are loc atunci când construcţia se apropie (însă nu trece) de stadiul în care se transformă dintr'un sistem stabil într'unul labil.

Trecerea unui sistem dela starea stabilă la cea labilă se produce atunci când se epuizează capacitatea portantă a legăturilor care până atunci dădeau sistemului stabilitatea statică. Legăturile sunt : la sistemele din bare — diferitele bare (tălpile, diagonalele, montanţii), la sistemele cu inimă plină — diferitele secţiuni în care se pot forma articulaţii plastice [1]).

Prin urmare, capacitatea portantă a construcţiei, în ansamblu, este determinată de solicitările care provoacă epuizarea capacităţii portante a legăturilor, a căror ieşire din lucru distruge stabilitatea statică a sistemului.

Numărul de legături care trebue să iasă din lucru, pentru ca construcţia să-şi piardă capacitatea portantă, numit numărul de legături statice, depinde de schema statică a construcţiei şi de schema de încărcare.

Pierderea capacităţii portante a construcţiei nu defineşte integral prima stare limită, deoarece prima stare limită este determinată de pierderea capacităţii construcţiei de a rezista la solicitările exterioare sau de faptul că construcţia ajunge la deformaţii remanente atât de mari, încât nu mai este posibilă continuarea exploatării ei fără reparaţii sau consolidări.

---

[1]) Prof. *N. S. Streleţkii*, Analiza procesului de rupere a unui sistem elastico-plastic. Culegerea de lucrări Nr. 5 a Institutului de Construcţii din Moscova, Stroiizdat, 1947.

Scanned with OKEN Scanner

Prin urmare, pentru determinarea primei stări limită este necesar, deasemenea, să se verifice dacă nu apar deformații remanente inadmisibile la solicitări exterioare mai mici decât cele necesare pentru epuizarea capacității portante a construcției. Să lămurim aceasta printr'un exemplu :

La o construcție static nedeterminată, cu legături de rezistență neegală (fig. 41), epuizarea capacității portante are loc treptat. Intâi iese din lucru legătura cea mai solicitată. După aceea, pe măsură ce cresc solicitările exterioare, ies din lucru rând pe rând celelalte legături, până când sistemul stabil se transformă într'un sistem labil. Solicitarea exterioară maximă, care transformă sistemul stabil într'un sistem labil, determină

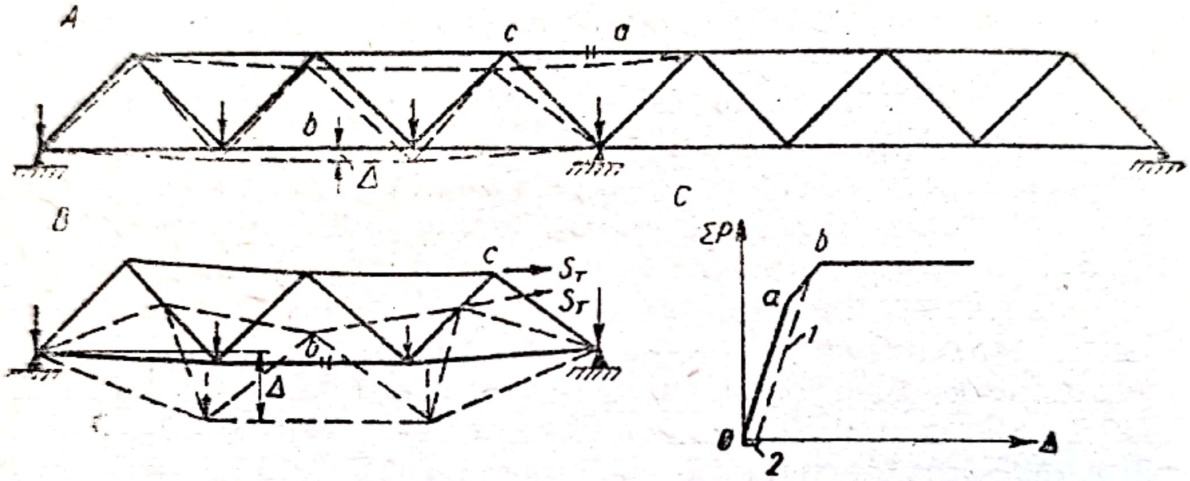

Fig. 41. Schema pierderii capacității portante a unei ferme cu două deschideri în cazul că ies din lucru elementele întinse, care preiau eforturile din momentul încovoietor :

A. Schema deformației fermei când iese din lucru prima bară *a* ;
B. Schema deformației fermei când iese din lucru bara a doua *b* ;
C. Diagrama creșterii deformațiilor Δ în funcție de încărcare :
1 — deformații la descărcare ; 2 — deformații remanente

capacitatea portantă a construcției. Totuși, din momentul ieșirii din lucru a primei legături, începe o creștere rapidă a deformațiilor construcției, iar intensitatea creșterii deformațiilor crește cu ieșirea din lucru a fiecărei legături (fig. 41 B). Dacă este descărcat, sistemul prezintă deformații remanente. Valorile deformațiilor sistemului după ieșirea din lucru a primei legături pot fi atât de mari, încât construcția să nu mai poată fi exploatată normal. Atunci, ca solicitări exterioare care determină prima stare limită, trebue considerate cele la care iese din lucru prima legătură și nu cele la care sistemul stabil se transformă într'un sistem labil.

Pornind dela considerațiile de mai sus, să studiem ce se va întâmpla la construcțiile metalice în prima stare limită.

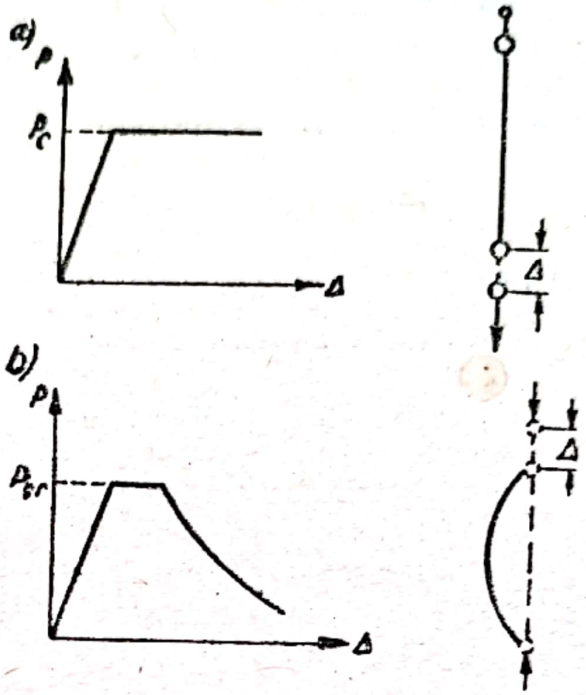

Fig. 42. Diagrame de deformație ale barelor :
a — întinse ; *b* — comprimate

In acest studiu vom presupune că oțelul este un material elastico-plastic ideal și că relația dintre eforturile unitare și deformații corespunde diagramei ideale (fig. 42).

2. *Starea limită după capacitatea portantă la elementele metalice cu inimă plină*

a) **Grinzi static determinate.** La grinzile static determinate supuse la încovoiere pură, trecerea dela starea stabilă la cea labilă se face după ce materialul iese din domeniul elastic și începe curgerea plastică în întregime a secțiunii celei mai solicitate, adică după formarea articulației plastice (fig. 43). In domeniul comportării elastice a grinzii, săgețile cresc proporțional cu încărcarea (porțiunea $o-y$ din fig. 43 e) ; în domeniul elastico-plastic, deformațiile cresc mai repede decât încărcarea (porțiunea $y-n$ din fig. 43 e), iar după formarea articulației plastice, săgețile cresc nelimitat sub încărcare constantă

inv. 16772

Scanned with OKEN Scanner

(porţiunea orizontală a diagramei). După descărcare, grinda prezintă deformaţii remanente ($o-c$ din fig. 43 e).

Când condiţiile exploatării construcţiei admit săgeţile care rezultă sub sarcinile de calcul (sarcini limită — cele mai mari posibile în timpul exploatării construcţiei) şi admit deasemenea săgeţi remanente, se poate considera ca prima stare limită apropierea de stadiul pierderii stabilităţii grinzii, adică stadiul

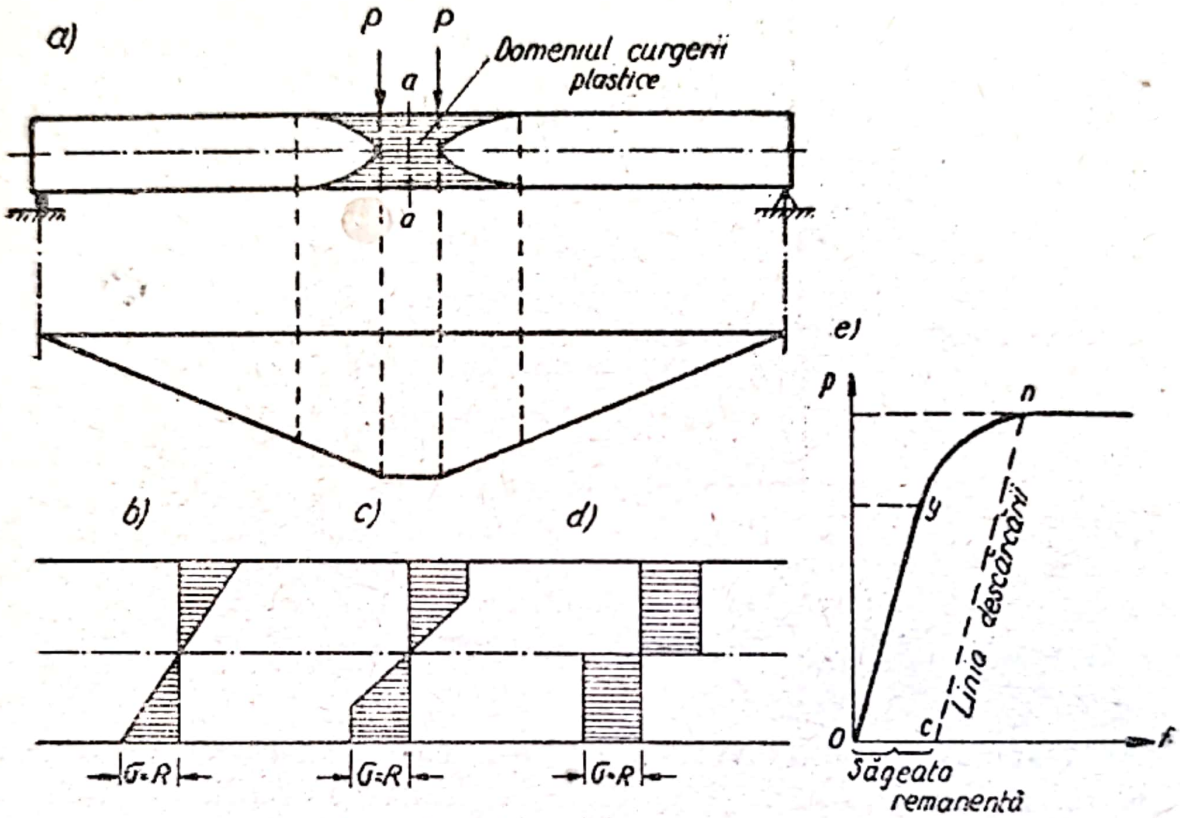

Fig. 43. Comportarea unei grinzi supuse la încovoiere:
a — schema grinzii; b — distribuţia eforturilor unitare în secţiunea $a-a$ în stadiul comportării elastice; c — idem, în stadiul comportării elastico-plastice; d — idem, în stadiul comportării plastice; e — diagrama creşterii săgeţilor grinzii; punctului y îi corespunde săgeata la care grinda trece din domeniul elastic în domeniul elastico-plastic, punctului n îi corespunde săgeata la care se formează articulaţia plastică

formării articulaţiei plastice. Atunci capacitatea portantă a grinzii va fi

$$M = W_{pl} R, \qquad (4.1$$

unde $W_{pl} = S_1 + S_2$ — modulul de rezistenţă al grinzii lucrând în stadiul plastic, care se exprimă prin suma momentelor statice ale semisecţiunilor S_1 (superioară) şi S_2 (inferioară);

R — rezistenţa de calcul (valoarea minimă probabilă a limitei de curgere).

Dacă săgeţile care apar în timpul comportării elastico-plastice a grinzii şi săgeţile remanente după descărcare sunt neadmisibile, atunci ca stare limită trebue considerată starea la care se epuizează capacitatea de lucru în domeniul elastic, respectiv la care în fibrele marginale apar eforturi unitare egale cu rezistenţa de calcul.

In acest caz, capacitatea portantă a grinzii va fi

$$M = WR \tag{4.2}$$

unde W — modulul de rezistenţă al grinzii lucrând în stadiul elastic (fig. 43 b).

La determinarea capacităţii portante a grinzilor în dublu T şi a altor grinzi asemănătoare, cu inimă subţire şi tălpi puternice, care sunt supuse la acţiunea simultană a unui moment încovoietor şi a unor forţe tăietoare importante, trebue să se ia în considerare şi posibilitatea unei începeri foarte rapide a curgerii plastice pe toată secţiunea grinzii. La asemenea grinzi, curgerea plastică cuprinde aproape instantaneu toată secţiunea. Aceasta se explică prin faptul că la acţiunea eforturilor unitare normale se adaugă şi acţiunea eforturilor unitare de lunecare, care au valorile maxime în inimă.

Intr'adevăr, dacă acţionează şi eforturi de lunecare, curgerea plastică într'o fibră oarecare intermediară va începe când eforturile unitare reduse (echivalente acţiunii simultane a lui σ şi τ)

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3\,\tau^2}$$

ajung egale cu rezistenţa de calcul (valoarea minimă probabilă a limitei de curgere), ceeace se va întâmpla întotdeauna înainte ca eforturile unitare normale să producă singure curgerea plastică (fig. 44).

La grinzile de secţiune dublu T, curgerea plastică începe deobicei în inimă, în punctul de contact al acesteia cu talpa, după aceea progresează rapid pe înălţimea inimii, lăsând un sâmbure elastic foarte mic.

In momentul când începe curgerea tălpilor, sâmburele elastic este atât de mic încât grinda îşi pierde capacitatea portantă. Deaceea, pentru simplificarea calculului şi cu o mică acoperire, se propune să se considere ca stare limită a grinzilor supuse în secţiunea cea mai solicitată acţiunii simultane a unui moment încovoietor şi unei forţe tăietoare importante, starea la care eforturile unitare normale din fibrele marginale ajung egale cu rezistenţa de calcul.

Scanned with OKEN Scanner

Capacitatea portantă se va determina atunci cu formula (4.2).

Din această categorie de grinzi fac parte grinzile în consolă și grinzile de secțiune variabilă (nituite și sudate).

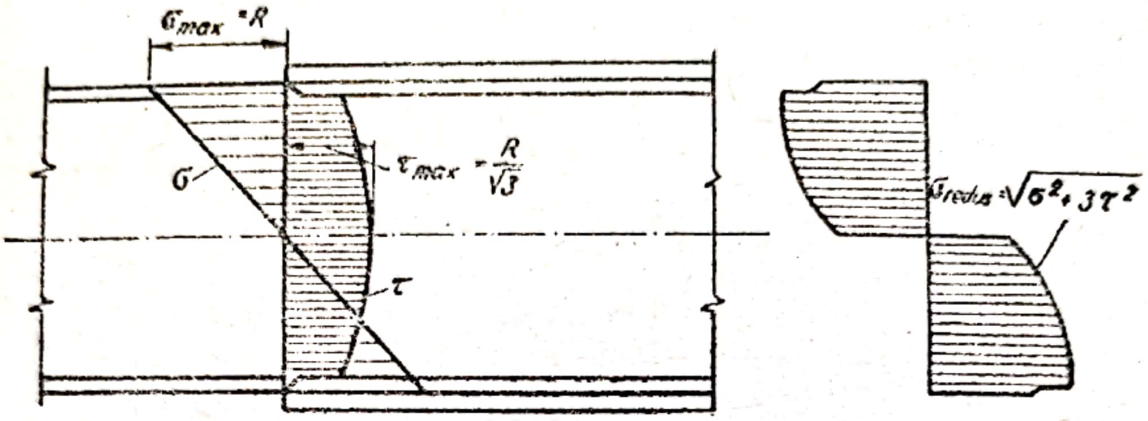

Fig. 44. Diagramele eforturilor unitare în secțiuni solicitate simultan de un moment încovoietor și de o forță tăietoare

Pentru valori mici ale forței tăietoare, influența acesteia asupra capacității portante a grinzii este foarte mică, deaceea pentru $\tau < 0{,}4\ R$, capacitatea portantă a grinzilor se poate determina considerând că deformațiile plastice se desvoltă pe toată secțiunea numai sub acțiunea momentului încovoietor, adică după formula (4.1).

b) **Grinzi static nedeterminate (continue).** La grinzile continue, ca și la orice alt sistem, pierderea capacității portante are loc când grinda se transformă într'un sistem labil; pentru aceasta trebue ca într'o deschidere oarecare a grinzii

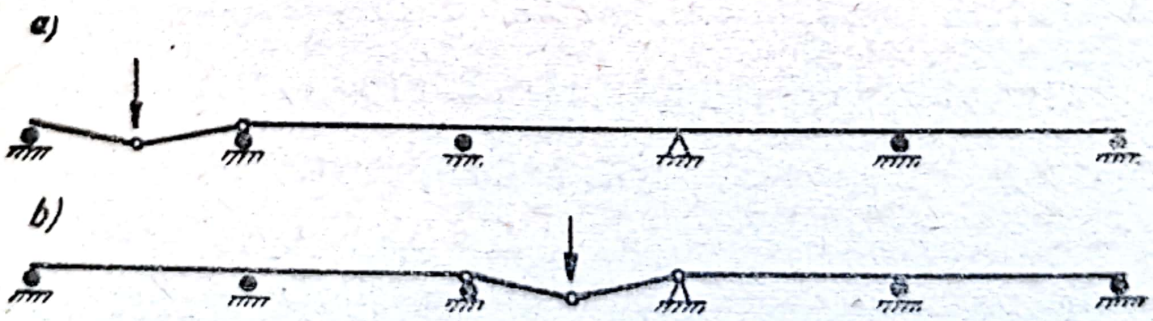

Fig. 45. Scheme de transformare a grinzilor continue în sisteme labile

să se formeze numărul necesar de articulații plastice: în deschiderea marginală — 2 (fig. 45, *a*), iar în deschiderea mijlocie — 3 (fig. 45, *b*).

Prima articulaţie plastică se formează în secţiunea cea mai solicitată (în câmp sau pe reazem) apoi, pe măsura creşterii sarcinii, apar rând pe rând alte articulaţii.

La grinzile continue de secţiune constantă, articulaţiile apar atât în câmp cât şi pe reazem pentru aceleaşi valori ale momentelor încovoietoare, valori date de capacitatea portantă a secţiunilor. Prin urmare, pierderea capacităţii portante a unei grinzi continue de secţiune constantă va avea loc pentru valori egale ale momentelor încovoietoare în toate punctele de formare a articulaţiilor plastice, indiferent care ar fi fost valoarea momentelor în aceste secţiuni în stadiul elastic.

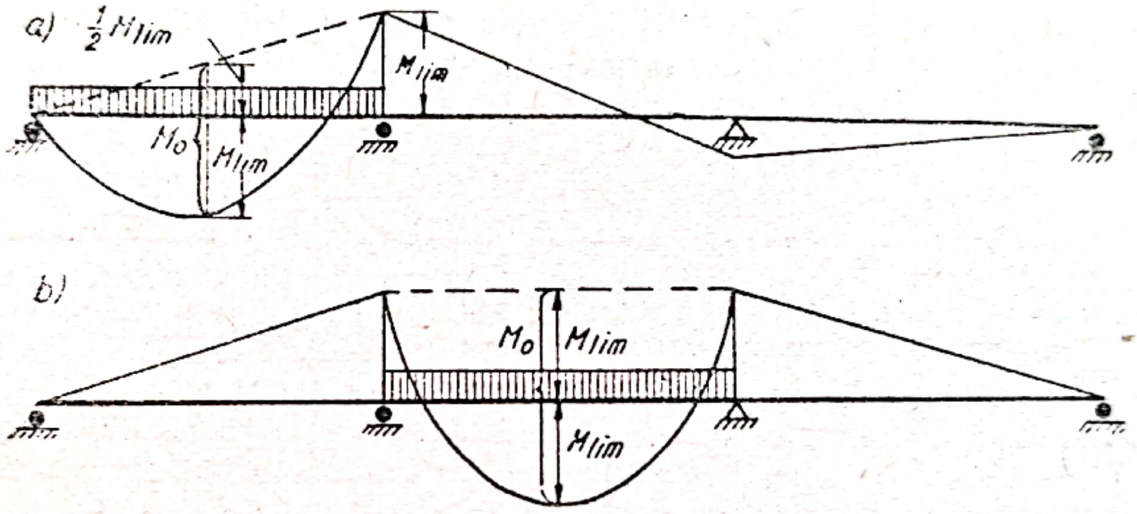

Fig. 46. Diagramele momentelor încovoietoare pentru o grindă continuă de secţiune constantă

In cazul unei sarcini uniform distribuite pe lungimea grinzii, valoarea limită a momentului încovoietor în deschiderea marginală, presupunând că momentul este maxim în mijlocul deschiderii, va fi (fig. 46, *a*):

$$M_0 = M_{lim} + \frac{1}{2} M_{lim}$$

$$M_{lim} = \frac{2}{3} M_0 \qquad (4.3)$$

unde M_0 este momentul încovoietor al grinzii considerate ca simplu rezemată.

Valoarea limită a momentului încovoietor într'o deschidere interioară va fi (fig. 46, *b*):

$$M_0 = M_{lim} + M_{lim}$$

$$M_{lim} = \frac{1}{2} M_0, \qquad (4.4)$$

adică mai mic decât în deschiderea marginală. Prin urmare, în deschiderea marginală valoarea limită a momentului încovoietor M_{lim} este atinsă mai devreme decât în deschiderile interioare; deaceea, ca valoare limită a momentului încovoietor pentru o grindă continuă de secțiune constantă, trebue considerată valoarea acestuia în deschiderea marginală, dată de formula (4.3).

Ținând seama de faptul că pe reazem acționează, pe lângă momentele încovoietoare, și forțe tăietoare importante,

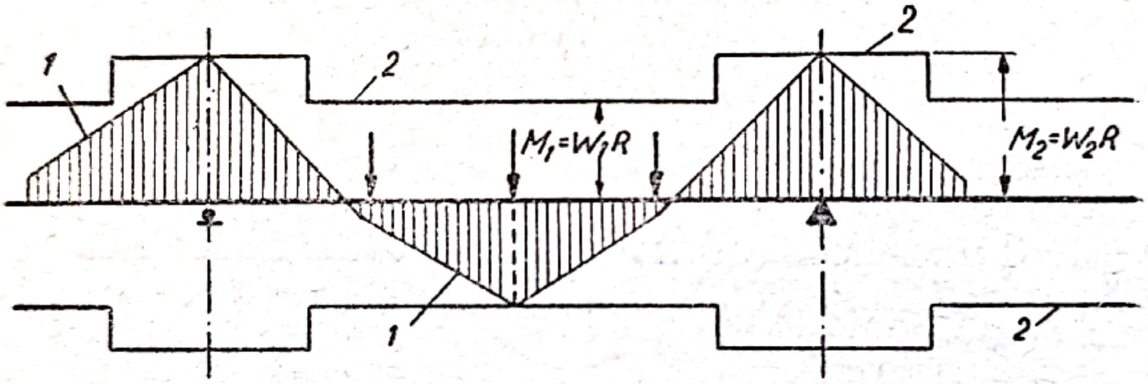

Fig. 47. Diagramele momentelor încovoietoare pentru o grindă continuă de secțiune variabilă:

1 — diagrama momentelor încovoietoare date de sarcinile exterioare;
2 — diagrama momentelor încovoietoare capabile ale grinzii

valoarea momentului încovoietor, care determină capacitatea portantă a secțiunii trebue calculată, în ipoteza atingerii limitei de curgere în fibrele marginale, cu formula (4.2).

Calculul grinzilor continue de secțiune constantă trebue deci să se facă cu ajutorul formulei:

$$M_{lim} = \frac{2}{3} M_0 \leqslant WR \qquad (4.5)$$

Această metodă de calcul este deseori numită „calculul după momente egale" (momentul din câmp se consideră egal cu momentul de pe reazem).

La grinzile continue de secțiune variabilă, deoarece ele se proiectează ca piese de egală rezistență sau de aproape

egală rezistenţă (fig. 47), se formează simultan o serie de articulaţii plastice, care transformă grinda într'un sistem labil sub acţiunea momentelor încovoietoare determinate după stadiul elastic. Prin urmare, la grinzile continue de secţiune variabilă, starea limită începe sub acţiunea momentelor încovoietoare determinate pentru stadiul de comportare elastică a grinzii. Valoarea momentului încovoietor care determină capacitatea portantă a secţiunii, când acţionează şi forţe tăietoare importante, trebue să se determine, ca şi în cazul precedent, cu formula (4.2), adică pentru atingerea curgerii în fibrele marginale.

Pentru valori mici ale forţelor tăietoare, momentul încovoietor capabil al secţiunii se poate determina pornind dela modulul de rezistenţă plastic al secţiunii (cu formula 4.1).

Deci, calculul grinzilor continue de secţiune variabilă se efectuează cu formulele:

$$M_{elast.} \leqslant WR; \quad M_{elast.} \leqslant W_{pl} R \qquad (4.6)$$

unde $M_{elast.}$ — momentul încovoietor al grinzii continue determinat pentru stadiul elastic.

In cazul unei acţiuni repetate a sarcinilor de diferite feluri în două deschideri alăturate, deformaţiile remanente pot creşte cu fiecare încărcare nouă şi pot aduce sistemul la pierderea capacităţii portante sau la deformaţii remanente inadmisibile din considerente de exploatare, deşi fiecare încărcare luată în parte nu ar putea atrage aceste fenomene. Deaceea, la grinzile continue de secţiune constantă şi cu atât mai mult la cele de secţiune variabilă, supuse acţiunii repetate a diferitelor sarcini în două deschideri alăturate, dacă la fiecare încărcare deformaţiile remanente cresc, ca stare limită se consideră starea la care se ajunge la curgere (la rezistenţa de calcul) în fibrele marginale ale secţiunii celei mai solicitate.

c) **Sisteme static nedeterminate.** La sistemele static nedeterminate mai complicate (cadre cu inimă plină), apropiate de sistemele de egală rezistenţă, după apariţia primelor douătrei articulaţii plastice, restul articulaţiilor se produc foarte repede (fig. 48) [1]), formarea articulaţiilor plastice următoare fiind ajutată de creşterea sensibilă a deformabilităţii sistemului.

La cadre, arce şi alte construcţii asemănătoare cu inimă plină, după atingerea limitei de curgere în zona fibrelor mar-

[1]) *L. I. Malament,* Studiul comportării cadrelor metalice, în stadiul elastico-plastic. Culegerea de articole „Calculul construcţiilor metalice ţinând seama de deformaţiile plastice. „Gosstroiizdat", 1938.

ginale, articulațiile plastice se formează foarte rapid, deoarece în punctele de moment maxim acționează simultan și forțe tăietoare și forțe axiale mari.

Prin urmare și pentru asemenea sisteme static nedeterminate complicate, ca de exemplu: cadrele, arcele etc., se poate considera ca stare limită atingerea limitei de curgere (rezistenței de calcul) în fibrele marginale ale secțiunilor celor mai solicitate.

In general, construcțiile cu inimă plină static determinate și static nedeterminate sunt apropiate de forma unor sisteme de egală rezistență; deaceea, la aceste construcții, pentru simplificarea calculului și cu o mică acoperire în ceeace privește rezistența, se poate considera ca stare limită starea la care eforturile unitare în elementul sau în secțiunea cea mai solicitată a construcției ajung egale cu rezistența de calcul a materialului; valorile lui M, N și Q se pot atunci determina după stadiul elastic. La întocmirea normelor de calcul pentru construcțiile metalice, această ipoteză s'a luat ca fundamentală pentru determinarea stării limită. Totuși, pentru construcții de rezistență inegală, dacă deformațiile remanente sunt compatibile cu condițiile exploatării normale a construcției, starea limită după capacitatea portantă trebue să se determine pornind dela stadiul final. Acesta se caracterizează prin formarea numărului de articulații plastice la care sistemul se transformă în întregime într'un sistem labil.

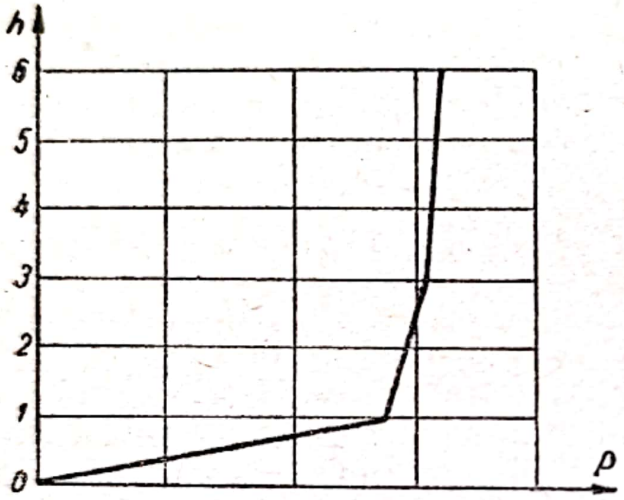

Fig. 48. Creșterea încărcării în raport cu creșterea numărului articulațiilor plastice (după studii făcute la ȚNIPS). n — numărul de articulații plastice; P — încărcarea

3. *Stările limită după capacitatea portantă la elementele metalice formate din bare (cu zăbrele)*

a) **Sisteme cu zăbrele static determinate.** In cazul unui sistem cu zăbrele static determinat, pentru transformarea lui într'un sistem labil este suficient să iasă din lucru un element oarecare, component al tălpilor sau zăbrelelor (fig. 49). Pentru

ca un element întins să iasă din lucru, este necesar ca eforturile unitare în acest element să ajungă egale cu rezistența de calcul (valoarea minimă probabilă a limitei de curgere), iar pentru un element comprimat să ajungă la valoarea critică de flambaj.

Este clar că mai întâi va ieşi din lucru elementul cel mai solicitat, care va determina capacitatea portantă a întregului sistem. Deci, starea limită după capacitatea portantă a unui sistem static determinat cu zăbrele este determinată de atin-

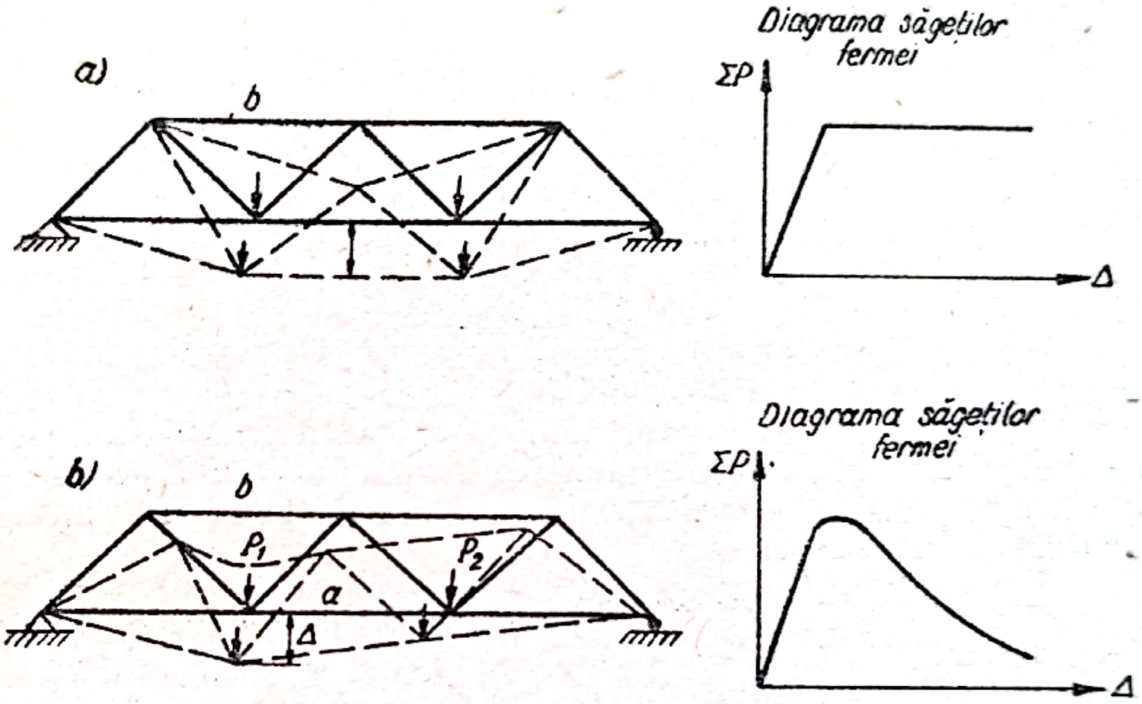

Fig. 49. Schema pierderii capacității portante a unei ferme static determinate:
a — în cazul ieşirii din lucru a unei bare întinse;
b — în cazul ieşirii din lucru a unei bare comprimate

gerea rezistenței de calcul sau a rezistenței critice de flambaj în elementul cel mai solicitat.

Calculul acestor sisteme se reduce la determinarea prin metodele staticei construcțiilor a eforturilor din elemente şi la determinarea dimensiunilor secțiunilor elementelor plecând dela condiția ca eforturile unitare în aceste elemente să fie egale cu rezistențele de calcul sau cu rezistențele critice de flambaj.

b) **Sisteme cu zăbrele static nedeterminate.** Pierderea capacității portante a unui sistem static nedeterminat cu zăbrele, adică transformarea lui într'un sistem labil, va avea

loc când va ieşi din lucru numărul de bare care asigură stabilitatea statică (indeformabilitatea mecanică) a sistemului.

Procesul de pierdere a capacităţii portante decurge în modul următor: în primul rând, iese din lucru elementul cel mai solicitat, după aceea, pe măsura creşterii sarcinii, ies din

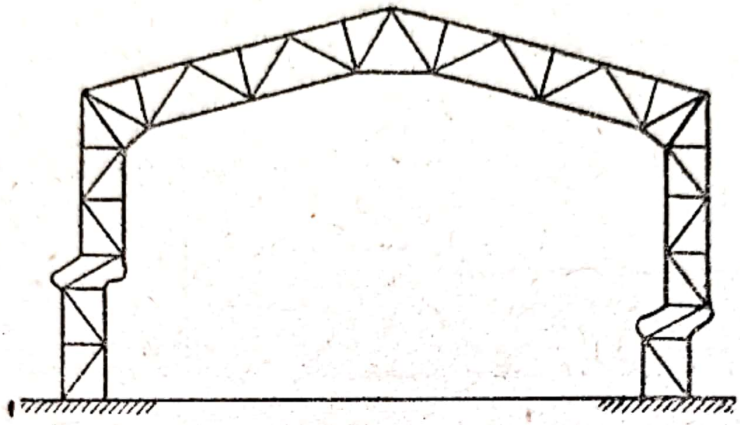

Fig. 50. Schema pierderii capacităţii portante a unui cadru prin ieşirea din lucru a barelor care preiau forţele normale

lucru elementele următoare, până la transformarea sistemului într'un sistem static determinat şi, în sfârşit, prin ieşirea din lucru a unei bare oarecare din acest sistem, el se transformă într'un sistem labil.

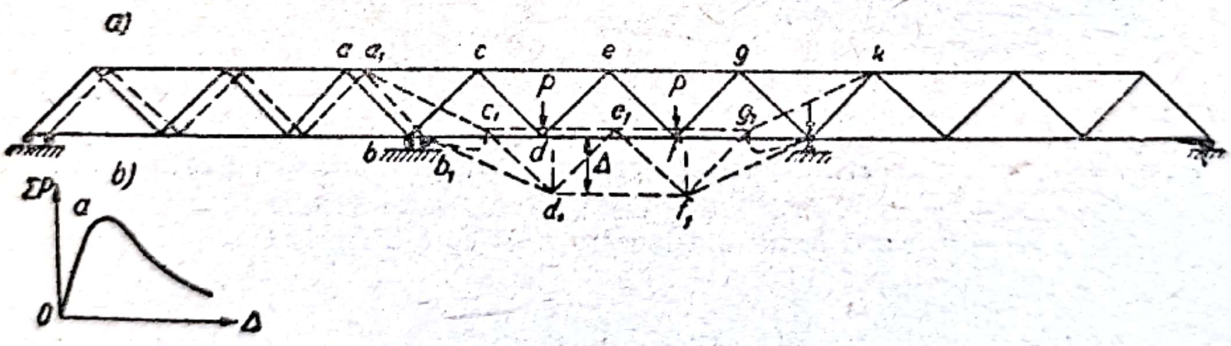

Fig. 51. Schema pierderii capacităţii portante a unei ferme cu trei deschideri:
a — prin ieşirea din lucru a barelor care preiau forţele tăietoare;
b — diagrama creşterii deformaţiilor fermei (Δ)

Transformarea sistemului dintr'un sistem stabil într'unul labil este posibilă în următoarele feluri:

1. Prin ieşirea din lucru a unor bare care preiau forţele normale (fig. 50).

2. Prin ieşirea din lucru a unor bare (zăbrele) care preiau forţele tăietoare (fig. 51).

3. Prin ieşirea din lucru a unor bare care preiau acţiunea unui moment încovoietor asupra fermei (fig. 41).

4. Prin ieşirea din lucru a unor bare care preiau acţiunea asupra fermei a unor momente încovoietoare, forţe longitudinale şi forţe tăietoare (fig. 52), în combinaţiile posibile între acestea.

Pot ieşi din lucru atât barele întinse cât şi cele comprimate. Când ies din lucru bare întinse, deformaţiile sistemului cresc sub sarcină constantă, formându-se un palier pe diagramă (fig. 41 *c*); când ies din lucru bare comprimate, deformaţiile sistemului cresc chiar cu micşorarea sarcinii

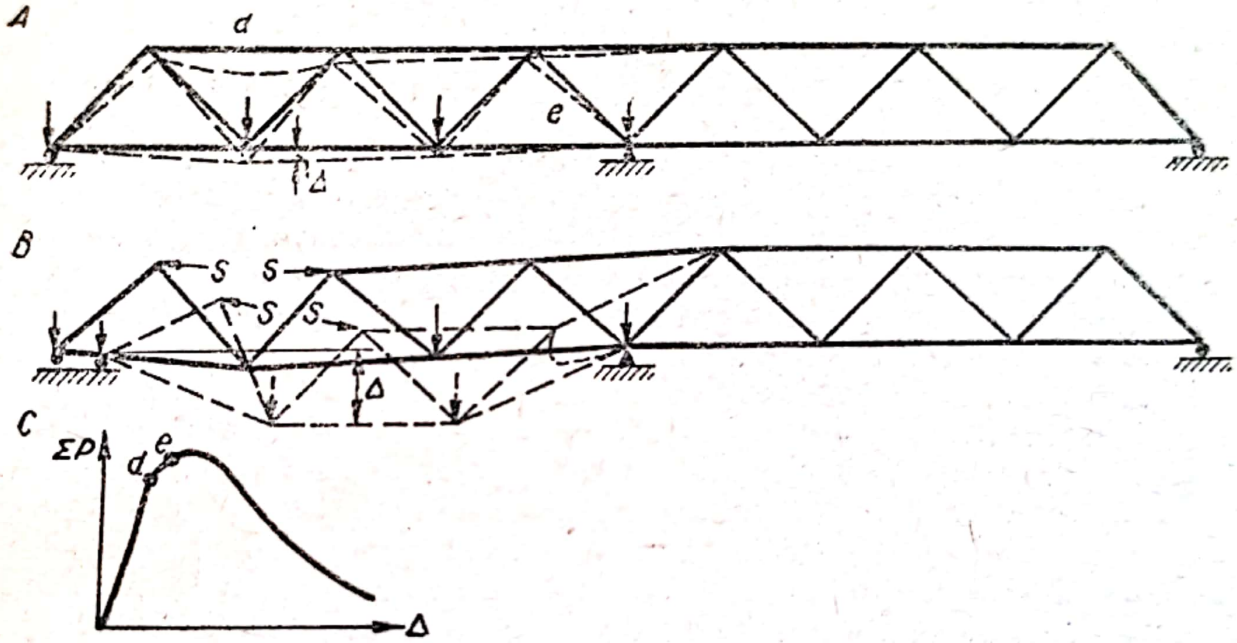

Fig. 52. Schema pierderii capacităţii portante a unei ferme cu două deschideri prin ieşirea din lucru a barelor:
A — barele care preiau momentul încovoietor (bara *d*);
B — barele care preiau forţa tăietoare (bara *c*);
C — diagrama creşterii deformaţiilor fermei. Punctul *d* corespunde ieşirii din lucru a barei *d*, iar punctul *e* — ieşirii din lucru a barei *e*

(fig. 51 *b*); deaceea, în primul caz în starea limită sistemul ajunge la deformaţii foarte mari, iar în cazul al doilea se produce ruperea totală.

După fiecare ieşire din lucru a unei bare, sistemul capătă o deformabilitate din ce în ce mai mare (porţiunea *a*—*b* din fig. 41 *C*) din cauza creşterii mari a eforturilor unitare în sistemul rămas în lucru, sub creşterea ulterioară a sarcinii.

Prin prezenţa în sistem a barelor ieşite din lucru, construcţia după descărcare rămâne cu eforturi interioare şi prezintă deformaţii remanente mari (fig. 41 *B*). Aceasta se ex-

plică prin faptul că bara ieșită din lucru capătă, din cauza curgerii plastice, deformații remanente, adică devine mai lungă sau mai scurtă decât a fost la început, ceeace împiedecă revenirea sistemului în poziția lui inițială. Barele întinse care au căpătat deformații remanente vor lucra după descărcare la compresiune; dacă coeficientul lor de subțirime este mare, își pot chiar pierde stabilitatea.

Când sarcina acționează periodic, atunci, după cum au arătat studiile prof. N. S. Streleţkii [1]), dacă în timpul primului ciclu niciuna din barele comprimate nu și-a pierdut stabilitatea și ferma și-a păstrat structura statică, însă o serie de bare au căpătat deformații plastice la încărcare sau descărcare, atunci la ciclurile următoare de aceeaș intensitate creșterea deformațiilor remanente se oprește și ferma nu-și pierde capacitatea portantă.

Dacă în cursul primului ciclu de încărcare o singură bară comprimată și-a pierdut stabilitatea, însă ferma și-a păstrat indeformabilitatea, atunci la ciclurile următoare de aceeaș intensitate este posibilă o creștere a deformațiilor plastice în barele întinse și pierderea stabilității în barele comprimate; prin urmare este posibilă micșorarea treptată a indeformabilității statice și pierderea capacității portante.

Admiterea unei capacități portante sporite la un sistem static nedeterminat cu zăbrele este posibilă numai dacă sistemul nu este de egală rezistență, adică dacă prin ieșirea din lucru a unei bare barele rămase nu vor fi sensibil suprasolicitate. Deobicei, elementele de construcții se proiectează în așa fel, încât să fie apropiate de niște elemente de egală rezistență adică, după ieșirea din lucru a primei bare, celelalte bare să aibă eforturi unitare apropiate de rezistențele limită, astfel că sistemul își pierde capacitatea portantă la sarcini foarte apropiate de sarcina care a scos din lucru prima bară. Trebue să adăugăm faptul că după ieșirea din lucru a primei bare, sistemul capătă o deformabilitate inadmisibilă din punctul de vedere al exploatării.

Astfel, ca stare limită după capacitatea portantă pentru sistemele cu zăbrele static nedeterminate, apropiate de forma unor sisteme de egală rezistență, se poate lua starea la care în elementul cel mai solicitat eforturile unitare ajung egale cu rezistența de calcul sau cu valoarea critică de flambaj.

---

[1]) *N. S. Streleţkii*, membru corespondent al Academiei de Științe din U.R.S.S., „Despre problema ruperii fermelor sub acțiunea încărcărilor periodice". Comunicările Academiei de Stat a U.R.S.S., secția de Științe tehnice Nr. 12, 1946.

Prin urmare, calculul acestor sisteme se reduce la determinarea eforturilor din piesele lor după stadiul elastic și la dimensionarea secțiunilor pieselor pentru eforturi unitare egale cu rezistențele de calcul sau cu rezistențele critice de flambaj.

Excepție fac sistemele de neegală rezistență, a căror capacitate portantă se poate determina ținând seama de comportarea lor elastico-plastică, însă aceste sisteme se utilizează foarte rar, numai în cazuri speciale : deaceea, pentru admiterea unei capacități portante sporite la aceste sisteme, este necesară o analiză detaliată, dela caz la caz.

4. *Stările limită după capacitatea portantă a elementelor de construcții metalice și formulele de calcul*

Stările limită pentru elementele de construcții metalice sunt determinate de pierderea capacității portante prin creșterea mare a deformațiilor sub sarcină constantă, sau prin pierderea stabilității ; acest din urmă caz stă la baza determinării unor forme speciale de stare limită.

Starea limită prin pierderea capacității portante este definită ca starea în care :

a) Pentru un element întins — eforturile unitare în secțiunea netă (slăbită) ajung egale cu rezistența de calcul.

b) Pentru un element comprimat — eforturile unitare în secțiunea netă (slăbită) ajung egale cu rezistența de calcul, sau cele în secțiunea brută ating valoarea critică de flambaj.

c) Pentru un element încovoiat și supus în acelaș timp la acțiunea unei forțe tăietoare mari în secțiunea periculoasă — eforturile unitare din fibrele marginale ale secțiunii nete ajung egale cu rezistența de calcul, sau cele în secțiunea brută ating valorile critice de flambaj.

d) Pentru un element încovoiat, la care în secțiunea cea mai solicitată acționează numai momentul încovoietor sau numai forța tăietoare, eforturile unitare din toată secțiunea ajung egale cu rezistența de calcul sau cele din fibrele marginale ale secțiunii brute ating valorile critice de flambaj.

e) Pentru un element supus la compresiune cu încovoiere — eforturile unitare din fibrele marginale ale secțiunii de calcul a elementului ajung egale cu rezistența de calcul. Pentru aceste elemente, dacă se admit deformații remanente, ca stare limită se poate considera stadiul formării articulației plastice.

Pe baza stărilor limită considerate, calculul construcțiilor (sistemelor) și elementelor lor componente după prima stare limită (capacitate portantă) se reduce la următoarele :

Scanned with OKEN Scanner

Considerând sistemul în starea limită și sarcinile limită (de calcul), se calculează solicitările în fiecare element (forțele longitudinale și momentele încovoietoare) care se compară apoi cu valorile capacității portante a elementului respectiv. Pe baza acestei comparații se verifică rezistența construcției sau se dimensionează secțiunile elementelor construcției.

Pornind dela cele arătate mai sus, calculul construcțiilor metalice se face cu următoarele formule:

a) La rezistență, pentru elementele întinse și comprimate

$$N \leqslant mRF_{net} \tag{4.7}$$

b) La stabilitate, pentru elementele comprimate

$$N \leqslant m\varphi RF_{br} \tag{4.8}$$

c) La rezistență, pentru elementele încovoiate

$$M \leqslant mRW_{net} \tag{4.9}$$

$$M \leqslant mRW_{net}^{pl} \tag{4.10}$$

d) La stabilitate, pentru elementele încovoiate

$$M \leqslant m\varphi_t RW_{br} \tag{4.11}$$

e) La rezistență, pentru elementele supuse la întindere cu încovoiere

$$M_s \leqslant mRW_{net} \tag{4.12}$$

f) La rezistență, pentru elementele supuse la compresiune cu încovoiere

$$M_{s\,red.} \leqslant mRW_{br} \tag{4.13}$$

$$N \leqslant m\varphi_{tc} RF_{br} \tag{4.14}$$

In formulele (4.7) — (4.14) s'au folosit următoarele notații:

N și M — forța normală de calcul și momentul încovoietor de calcul;

M_s — momentul de calcul față de sâmburele central;

$M_{s\,red}$ — momentul redus de calcul față de sâmburele central (ținând seama de creșterea momentului datorită forței normale);

F_{net} și F_{br} — secțiunea netă și secțiunea brută a elementului;

W_{net} și W_{br} — modulul de rezistență al secțiunii nete și brute, determinat pentru stadiul elastic;

Scanned with OKEN Scanner

W_{net}^{pl} — modulul de rezistenţă al secţiunii nete când întreaga secţiune este plastificată;
m — coeficientul condiţiilor de lucru;
R — rezistenţa de calcul a oţelului;
$\varphi, \varphi_i, \varphi_{ic}$ — coeficienţii de reducere a capacităţii portante datorită flambajului.

La solicitări compuse, verificarea rezistenţei se face după teoria energetică a rezistenţei care, în cazul construcţiilor metalice, dă rezultatele cele mai apropiate de cele experimentale. După această teorie, verificarea rezistenţei la solicitări compuse se face, pentru sarcinile de calcul, folosind rezistenţa redusă. După cum se ştie, rezistenţa redusă reprezintă rezistenţa într'o stare de solicitare după o singură axă care, după condiţia trecerii în stadiul plastic, este echivalentă cu starea dată de solicitare după mai multe axe. Rezistenţa redusă se calculează cu formula (4.15):

$$\sigma_{red.} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \leqslant R \quad (4.15)$$

In cazul cel mai simplu de acţiune simultană a unui moment încovoietor şi a unei forţe tăietoare, formula devine:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leqslant R \quad (4.16)$$

unde [în formulele (4.15) şi (4.16)]

$\sigma_z, \sigma_y, \sigma_z$ — eforturile unitare normale;

$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ — eforturile unitare tangenţiale.

IV. Caracteristicele principale ale stărilor limită ale construcţiilor metalice după deformaţii

A doua stare limită a construcţiilor metalice, după deformaţii, se defineşte prin apariţia (din sarcini statice sau dinamice), în elemente care îşi păstrează mai departe rezistenţa şi stabilitatea, a unor deformaţii sau vibraţii care împiedecă exploatarea lor în continuare.

Prin urmare, caracteristica celei de a doua stări limită este deformabilitatea construcţiei sub sarcinile normale de exploatare, iar măsura celei de a doua stări limită — valoarea deformaţiilor.

Aceasta se poate exprima prin formula

$$\sum p_i^n \Delta_i \leqslant f \quad (4.17)$$

unde p_i^n — sarcina normată;

Δ_i — deformația (deplasarea) sub o sarcină unitară;

f — valoarea limită admisibilă a deformației (deplasării) impusă de condițiile de exploatare.

Intrucât a doua stare limită condiționează rigiditatea necesară construcției în condiții normale de exploatare, verificarea deformațiilor trebue făcută sub sarcinile normate și pentru o construcție lucrând în domeniul elastic.

Valoarea limită admisibilă a deformațiilor, în funcție de condițiile de exploatare, se stabilește prin condiții tehnice bazate pe practica exploatării construcțiilor.

In tabela 48 se dau câteva valori pentru deformațiile limită admisibile.

Tabela 48

Săgeți limită pentru elementele încovoiate

Natura elementului de construcție	Săgeți limită
1. Grinzi de rulare:	
a) pentru macarale manuale	$l/500$
b) pentru macarale electrice cu o capacitate de ridicare până la 50 t	$l/600$
c) idem, pentru 50 t sau mai mult	$l/750$
2. Grinzi în planșee industriale:	
a) în cazul când nu susțin căi pe șine	$l/250$
b) în cazul când susțin căi înguste	$l/400$
c) în cazul când susțin căi normale	$l/600$
3. Grinzi în planșee circulate la clădiri etajate:	
a) grinzi principale	$l/400$
b) celelalte grinzi	$l/250$
4. Grinzi în planșee de acoperiș:	
a) grinzi principale	$l/250$
b) pane și căpriori	$l/150$

V. Comparație între metoda de calcul a construcțiilor metalice după stările limită și metoda de calcul după rezistențele admisibile

Metoda de calcul a construcțiilor după stările limită este mai avansată decât metoda de calcul după rezistențele admisibile deoarece fixează mai precis scopul calculului — și anume să asigure rezistența și calitățile de exploatare ale construcției — și permite stabilirea mai justă a capacității portante, punând în evidență coeficienții de siguranță, prea mari în unele cazuri și insuficienți în altele.

BIBL. INST. MATEM. IAŞI

Metoda de calcul a construcţiilor după stările limită este mai avansată deoarece se bazează pe o proiectare specifică pentru fiecare tip de element, ţinând seama de particularităţile comportării lui în cadrul construcţiei şi de condiţiile de exploatare, precum şi de supraîncărcările posibile şi de variaţia proprietăţilor materialelor.

Metoda de calcul după rezistenţele admisibile, bazată pe un coeficient de siguranţă nediferenţiat, a cărui valoare se stabileşte independent de natura construcţiei, de condiţiile de exploatare, de supraîncărcările posibile şi de variaţia calităţilor materialului, nu dă o imagine clară a siguranţei reale a construcţiei şi a calităţilor ei de exploatare.

Ţinând seama de faptul că pentru construcţiile metalice rezistenţele admisibile sunt destul de mari, metoda de calcul după rezistenţele admisibile nu deschide perspective pentru un progres în economia de oţel şi nu pune în evidenţă siguranţa reală a construcţiei ; deaceea, trecerea la metoda de calcul după stările limită este imediat necesară.

Cele expuse mai sus se pot ilustra prin exemplul de calcul care urmează, pentru un element de construcţie foarte simplu : o grindă.

Exemplul *1*. Se cere să se calculeze o grindă metalică de planşeu. Deschiderea = 5,00 m.

Distanţa dintre grinzi $a = 4{,}3$ m. Materialul grinzilor — oţel de marca St3. Greutatea proprie a planşeului $g = 350$ kg/m².

Sarcina utilă $p = 200$ kg/m²

Calculul după metoda rezistenţelor admisibile, conform *N* şi *TU* 1 — 46.

Sarcina grinzii :

$$p_{gr} = (g + p)\, a = (350 + 200)\, 4{,}3 = 2\,370 \text{ kg/m}$$

Momentul încovoietor :

$$M = \frac{p_{gr} l^2}{8} = \frac{2\,370 \times 5^2}{8} = 7\,406 \text{ kgm}$$

Modulul de rezistenţă necesar (considerând grinda lucrând în domeniul plastic) :

$$W = \frac{M}{1{,}15\,\sigma} = \frac{740\,600}{1{,}15 \times 1\,600} = 402 \text{ cm}^3$$

Scanned with OKEN Scanner

Luăm un profil I nr. 24 *c*, pentru care $W = 400$ cm³ și $I = 4\,800$ cm⁴. Săgeata grinzii :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{gr} l^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{23{,}7 \times 500^4}{2\,100\,000 \times 4\,800} = 1{,}9 \text{ cm} < \frac{l}{250} = 2 \text{ cm}$$

Calculul după stările limită, conform proiectului de norme.

Coeficientul condițiilor de lucru $m = 1$

Sarcina grinzii :

a. — normată

$$p^n_{gr} = (g^n + p^n)\, a = (350 + 200)\, 4{,}3 = 2\,370 \text{ kg/m}$$

b. — de calcul

$$p_{gr} = (g^n n + p^n n)\, a = (350 \times 1{,}1 + 200 \times 1{,}4)\, 4{,}3 = 2\,860 \text{ kg/m}$$

Momentul încovoietor :

$$M = \frac{p_{gr} l^2}{8} = \frac{2\,860 \times 5^2}{8} = 8\,950 \text{ kgm}$$

Modulul de rezistență necesar (considerând grinda lucrând în domeniul plastic) :

$$W = \frac{M}{1{,}15\, R} = \frac{895\,000}{1{,}15 \times 2\,100} = 370 \text{ cm}^3$$

Luăm un profil I nr. 24 *a*, pentru care $W = 381$ cm³ și $I = 4\,570$ cm⁴.

Săgeata grinzii :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{p^n_{gr}\, l^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{23{,}7 \times 500^4}{4\,570 \times 2\,100\,000} = 2 \text{ cm} = \frac{l}{250}$$

Exemplul 2. Se cere să se calculeze grinda metalică de planșeu din exemplul 1, pentru o greutate proprie a planșeului de 200 kg/m².

Din calculul după ambele metode rezultă același profil și anume profil I nr. 22 *a* (pentru simplificarea calculului nu s'a mai dat).

Din exemplele date mai sus se vede că pentru o greutate proprie mare a planșeului (exemplul 1) metoda nouă de calcul a dus la grinzi mai ușoare, iar pentru o greutate proprie mică a planșeului (exemplul 2) s'au obținut aceleași profile prin amândouă metodele.

Rezultatele obținute sunt pe deplin valabile și reflectă particularitățile specifice ale construcției. Intr'adevăr, în primul exemplu greutatea proprie a planșeului este de 1,75 ori mai mare decât sarcina utilă, iar în exemplul al doilea sarcinile sunt egale; în timpul exploatării, sarcina utilă se poate schimba și poate depăși valoarea normală, în timp ce greutatea proprie rămâne neschimbată. Prin urmare, supraîncărcarea planșeului datorită sarcinii utile va fi în primul caz mai puțin periculoasă decât în cazul al doilea și deaceea grinzile mai ușoare în primul caz sunt cu totul raționale.

Calculul după starea limită, eliminând astfel de acoperiri prea mari și dând totuși, în ambele cazuri, construcții de siguranță egală, duce la o economie de oțel.

Pentru a verifica noua metodă de calcul s'au făcut proiectări de probă.

Metoda proiectării de probă a fost următoarea: s'au proiectat elementele unei osaturi metalice după metoda din Proiectul de norme, apoi s'au determinat rezistențele prin metoda veche de calcul, conform Normelor și Prescripțiilor tehnice în vigoare pentru proiectarea construcțiilor metalice (*N* și *TU* — 1 — 46); s'au analizat apoi rezultatele obținute.

Proiectări de probă s'au făcut de către:

1. Biroul Unional pentru proiecte tip și studii tehnice (K.T.I.S.) din Glavstroiproiect MSPTI, pentru hale tip fără poduri rulante, cu utilajul de transport suspendat și hale cu poduri rulante având capacități de ridicare de 5,20/5, 30/5 și 50/10 t.

2. Promstroiproiect-ul din Glavstroiproiect MSPTI pentru atelierul nr. 1 cu poduri rulante având o capacitate de 5 și 10 t și atelierul nr. 2 cu poduri rulante având o capacitate de ridicare de 50 t.

3. Trustul Proiectstalconstrucția din Glavstalconstrucția MSPTI, pentru elemente de osaturi metalice din oțeluri de mărcile St0, St3 și NL2 și grinzi de rulare pentru macarale cu capacități de ridicare de 150 și 175 t.

4. Trustul Teploelectroproiect al Ministerului Centralelor Electrice al U.R.S.S., pentru construcțiile metalice ale corpului principal al unei centrale electrice.

5. Trustul Gorstroiproiect din Glavstroiproiect MSPTI, pentru osaturi metalice la clădiri etajate.

Rezultatele proiectării de probă a elementelor metalice pentru clădiri industriale sunt date în tabela 49.

Scanned with OKEN Scanner

Astfel, din proiectările de probă ale elementelor metalice pentru clădiri industriale, a rezultat: la fermele de acoperiș în unele cazuri un plus de material (pentru învelitori ușoare și sarcini mari din zăpadă), iar în majoritatea cazurilor, în special când s'a utilizat oțel de marca St3, o economie (pentru tipurile normale de învelitori, cu sarcina din zăpadă corespunzând zonei centrale a U.R.S.S.); la grinzi — o greutate teoretică ceva mai mare (la alegerea secțiunilor după sortiment se obțin practic aceleași profile); pentru stâlpii proiectați din oțel de marca St0, un oarecare plus de material, iar pentru stâlpii din oțel de marca St3 — în medie aceleași secțiuni; pentru contravântuiri, numai sub sarcinile din vânt — un plus de material, iar sub sarcinile din vânt și forțele de frânare însumate — aproximativ aceleași secțiuni; pentru grinzile de rulare din oțel de marca St0 — un mic spor de material, iar pentru grinzile din oțel de marca St3, secțiunile rămân aceleași.

Sporul de material la contravântuirile din oțel de marca St0, care lucrează în special la sarcinile din vânt, trebue recunoscut ca rațional, deoarece aceste contravântuiri determină rigiditatea clădirii.

Trebue admis ca rațional și sporul de material la stâlpi și la grinzile de rulare din oțel de marca St0, deoarece aceasta corespunde cu totul condițiilor de exploatare; în acelaș timp, trebue să se aibă în vedere că oțelul de marca St0 este în general format din rebuturile oțelurilor de mărci superioare, prin urmare este neomogen. Plusul de material necesar în unele cazuri (foarte puține) de elemente de construcții din oțel de marca St0 nu influențează în mod serios cantitatea totală de metal, deoarece proporția în care intră este mică.

Construcțiile din oțel de marca St3 rezultă în majoritatea cazurilor ceva mai economice.

Proiectarea de probă a elementelor de construcții ale clădirilor civile a arătat următoarele:

1. Stâlpii lucrând la sarcini verticale și orizontale, în cazul utilizării unui oțel inferior, rămân aproximativ la fel după ambele metode de calcul, iar în cazul utilizării oțelului de marca St3 se obțin mai economici cu circa 5,5% prin calculul după starea limită.

2. Stâlpii lucrând numai la sarcini verticale se obțin mai economici prin calculul după starea limită, cu:

— până la 16% în cazul utilizării unui oțel inferior;
— până la 12% în cazul utilizării oțelului de marca St3.

Tabela 49

Rezultatele proiectărilor de probă ale elementelor de construcţii metalice pentru clădiri industriale

Nr. crt.	Natura elementelor de construcţie	Valorile σ_{max} şi η pentru elemente din oţel de mărcile			
		St0		St3	
		σ_{max}	η	σ_{max}	η
1	Ferme de acoperiş care nu susţin utilaj de transport suspendat.	1 380 1 500	0,95 1,07	1 560 1 770	0,98 1,11
2	Idem, care susţin utilaj de transport suspendat . . .	1 330 1 480	0,95 1,06	1 550 1 740	0,97 1,09
3	Ferme	1 340 1 465	0,96 1,05	1 575 1 725	0,98 1,08
4	Pane de acoperiş	1 150 1 442	0,82 1,03	1 332 1 693	0,83 1,06
5	Stâlpi	1 270 1 390	0,86 0,99	1 510 1 660	0,95 1,04
6	Contravântuiri între stâlpi : *a* — numai sub sarcinile din vânt	1 200	0,85	1 430	0,89
	b — sub sarcina din vânt însumată cu cea din forţele de frânare	1 320	0,94	1 580	0,99
7	Grinzi de rulare	~ 1 300	~ 0,94	~ 1 600	~ 1,0

Notaţiile folosite în tabela 49 :

$$\eta = \frac{\sigma_{max}}{\sigma}$$

σ_{max} — eforturile unitare maxime calculate prin metoda rezistenţelor admisibile, în elemente proiectate după Proiectul de norme ;

σ — rezistenţele admisibile după metoda veche de calcul (*N* şi *TU* — 1 — 46).

3. Riglele cadrelor cer, după noua metodă de calcul, un spor de material până la 4 % — când lucrează la sarcini verticale și orizontale și până la 7 % — când lucrează numai la sarcini verticale.

Micșorarea sensibilă a secțiunilor stâlpilor lucrând la sarcini verticale este pe deplin valabilă, deoarece ei susțin o sarcină în cea mai mare parte permanentă (greutatea proprie a construcției), care are un coeficient mic de supraîncărcare.

Din cele expuse rezultă că, în comparație cu metoda rezistenței admisibile, calculul construcțiilor metalice cu metoda stărilor limită duce, în majoritatea cazurilor, la o economie de material și numai în cazuri rare, când coeficientul de siguranță este insuficient, la un spor de material.

In general, noua metodă de calcul va duce la o micșorare a cantității de oțel (cu circa 5 %).

Scanned with OKEN Scanner

PARTEA A V-A

CALCULUL CONSTRUCȚIILOR DE LEMN DUPĂ STĂRILE LIMITĂ

I. Principiile generale ale calculului construcțiilor de lemn după stările limită

Conform principiilor generale ale calculului elementelor de construcții după stările limită, construcțiile de lemn se calculează în următoarele două stări limită:

a) Starea limită după capacitatea portantă — la rezistență sau la stabilitate — și *b*) starea limită după deformațiile generale.

Datorită factorilor specifici lemnului, care influențează rezistența și deformabilitatea acestuia, ca de exemplu: umiditatea, diferite defecte ca: nodurile, fibrele oblice, crăpăturile și diferiți alți factori caracteristici materialului lemnos, comportarea construcțiilor de lemn variază după durata de acțiune a sarcinii. Când sarcina acționează mai mult timp, rezistența lemnului și în consecință și capacitatea portantă a construcțiilor de lemn este mai mică, iar deformațiile mai mari decât atunci când sarcina acționează un timp mai scurt, lucru de care trebue să se țină seama în calcul.

Până de curând, calculul construcțiilor de lemn după capacitatea portantă se făcea luând ca bază rezistența limită a lemnului, prin care se înțelegea însăși rezistența totală [1]). Scăderea rezistenței lemnului sub acțiunea de lungă durată a sarcinilor se lua în considerare numai pe cale indirectă, prin coeficientul de siguranță general. In noua metodă de calcul,

---

[1]) E vorba de rezistența totală din încărcare bruscă (N.T.).

cele două rezistenţe ale lemnului — totală şi în timp — sunt riguros diferenţiate, iar ca rezistenţă de bază s'a adoptat cea în timp, întrucât marea majoritate a construcţiilor de lemn se calculează pentru a rezista în timp, sau chiar dacă se calculează pentru o durată scurtă, totuşi se ţine seama de sarcini acţionând repetat, ca sarcinile din zăpadă şi vânt. Trebue să remarcăm că durata de acţiune a sarcinii de rupere, la care rezistenţa lemnului scade cu cea mai mare parte din diferenţa dintre rezistenţa totală şi cea în timp, nu este de ordinul anilor, ci de ordinul lunilor sau chiar al zilelor.

Diferenţierea între capacitatea portantă instantanee şi cea în timp se face şi la îmbinările pieselor (pentru îmbinările elastice, acest factor are o importanţă şi mai mare decât pentru lemn) şi la construcţiile în ansamblu. Calculul după capacitatea portantă se face la sarcinile de calcul egale cu produsul dintre sarcinile normate şi coeficienţii de supraîncărcare (v. p. I.).

Lemnul lucrează neelastic chiar la eforturi unitare relativ mici. In acelaş timp, abaterea curbei caracteristice a lemnului dela linia dreaptă este mică în unele cazuri, ca de exemplu în cazul întinderii şi forfecării, până aproape de stadiul de rupere. Chiar la compresiune paralelă cu fibrele, unde pentru eforturi unitare apropiate de cele de rupere lemnul lucrează plastic, porţiunea iniţială a curbei poate fi considerată liniară, fără a se face erori mari.

In calculul practic, pentru acţiunea de scurtă durată a sarcinilor putem utiliza curba $\sigma = f(\varepsilon)$ cunoscută, de comportare ideală elastico-plastică a lemnului (fig. 53).

Curba din fig. 53 permite determinarea capacităţii portante a elementelor supuse la încovoiere şi compresiune sau întindere excentrică, pornind dela rezistenţele limită (rezistenţele totale) ale lemnului la compresiune (R_c^{in})[1]) şi la întindere (R_t^{in}).

Pentru solicitarea la forfecare, curba $\sigma = f(\varepsilon)$ poate fi considerată liniară, ca şi pentru întindere. Pentru compresiune locală paralelă şi perpendiculară pe fibre, curba are aceeaş alură ca şi pentru compresiune, ceeace stă la baza calculului după starea limită a îmbinărilor cu buloane (v. cap. IV. § 5). In toate cazurile, adâncimea de desvoltare a zonei plastice este determinată de raportul $\frac{\varepsilon_c^l}{\varepsilon_c}$ între deformaţia limită şi

[1]) Indicele „in" înseamnă că este vorba de rezistenţe totale din încărcări bruşte (instantanee) de laborator (N.T).

deformația convențională, care corespunde rezistenței de rupere a lemnului la compresiune sau compresiune locală (în cazul compresiunii locale, deformațiile ε absolute; în celelalte cazuri deformațiile relative).

Calculul, ținând seama de comportarea plastică a lemnului la compresiune, după curba dată mai sus, concordă mulțumitor cu rezultatele experimentale, este pus la punct în detaliu pentru încovoiere și compresiune excentrică (în special pentru necesitățile construcției de avioane din lemn) și este aplicabil nu numai pentru lemnul de calitate, dar și pentru lemnul obișnuit de construcții, cu noduri și alte defecte. Când lemnul are noduri, fenomenul rămâne, în general, același, micșorându-se numai dimensiunile secțiunii active reale (de exemplu, neglijându-se rezistența nodurilor sau a lemnului cu fibre oblice din zona întinsă), sau schimbându-se caracteristicile de calcul ale diferitelor porțiuni ale secțiunii (de exemplu, considerând în calcul o rezistență redusă pentru noduri și pentru lemnul cu fibre oblice din zona comprimată).

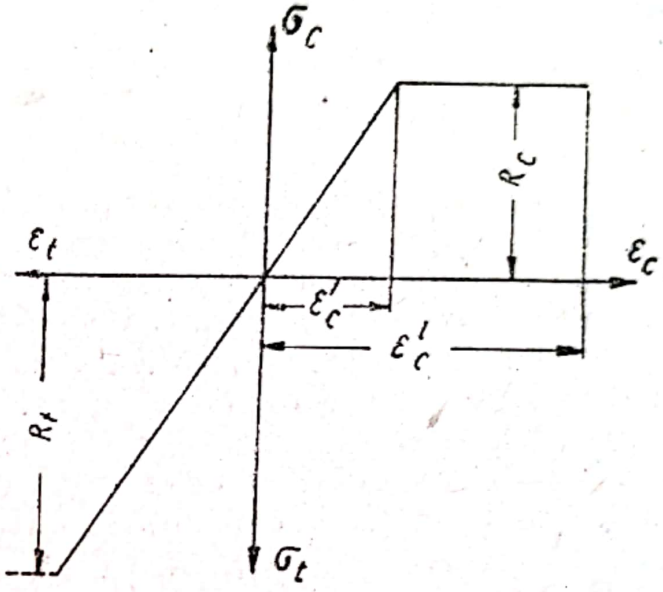

Fig. 53. Curba caracteristică a comportării elastico-plastice a lemnului

Ipotezele considerate mai sus pentru determinarea capacității portante a pieselor și îmbinărilor la acțiuni de scurtă durată ale sarcinilor se pot extinde în mod practic și pentru acțiuni de durată ale sarcinilor. Alura curbei caracteristice de calcul nu se schimbă, însă rezistențele limită la compresiune și întindere se reduc la valorile rezistențelor în timp (R_c^t, R_t^t); deasemenea, datorită deformațiilor remanente, se va reduce și modulul de elasticitate de calcul al lemnului, cu ajutorul căruia se determină în mod obișnuit deformația totală pentru o valoare dată a eforturilor unitare. O reducere analoagă a rezistențelor limită și a modulilor de elasticitate se va efectua și pentru compresiune locală și forfecare.

Metoda de calcul astfel generalizată permite ca, atât la acțiuni de scurtă durată, cât și la acțiuni de lungă durată

ale sarcinilor, să se utilizeze în întregime, în starea limită, rezistența și proprietățile plastice ale lemnului.

Reducerea modulului de elasticitate pentru acțiunea de durată a sarcinilor poate fi considerată, cu o oarecare aproximație, proporțională cu reducerea rezistenței la compresiune. Cu alte cuvinte, caracteristica elastico-plastică a lemnului la compresiune, definită prin raportul dintre modulul de elasticitate E și rezistența la compresiune R_c luată în calcul (v. capitolul III) poate fi considerată aproximativ aceeaș pentru acțiunea de scurtă durată și de lungă durată a sarcinilor, adică :

$$\frac{E_i}{R_c^{in}} \approx \frac{E_l}{R_c^{l}} \approx ct$$

Această aproximație simplifică simțitor calculul în cazurile când capacitatea portantă a elementului nu este determinată numai de rezistența lemnului, ci și de deformații (de exemplu, calculul la flambaj, la elementele flexibile supuse la compresiune excentrică). Această ipoteză simplificatoare permite unificarea metodei de calcul a capacității portante de scurtă și lungă durată și dă posibilitatea de a se folosi rezultatele încercărilor cu sarcini acționând un timp scurt, pentru determinarea capacității portante în timp a elementelor de construcții.

Pornind dela formula generală de calcul (v. p. I.) și dela ipotezele expuse mai sus, s'au dedus formulele pentru calculul elementelor și îmbinărilor construcțiilor de lemn după prima stare limită (starea limită după capacitatea portantă, v. capitolele III și IV). Factorii suplimentari, ca : influența eforturilor secundare de care nu se ține seama în mod direct în formule (de exemplu, concentrarea rezistențelor în secțiunile slăbite ale elementelor), influența formei secțiunii, posibilitatea unei execuții neexacte etc. se iau în considerare prin coeficientul condițiilor de lucru m, care se introduce în partea dreaptă a formulelor de calcul; coeficientul m poate fi subunitar dacă factorul respectiv sau totalitatea factorilor micșorează capacitatea portantă a construcției, sau supraunitar, în cazul contrar.

Calculul după capacitatea portantă este calculul pentru cazul cel mai defavorabil posibil, determinat, pe de o parte, de posibilitatea supraîncărcării construcției (partea stângă a formulei de calcul) și pe de altă parte, de posibilitatea punerii în operă a unui lemn cu proprietăți de rezistență inferioare (partea dreaptă a formulei). Acest ultim factor se ia în consi-

derare şi la stabilirea rezistenţelor normate ale lemnului, cum şi la stabilirea rezistenţelor de calcul ce apar în formule şi care sunt produsul dintre rezistenţa normată respectivă şi coeficientul de omogeneitate al lemnului (vezi capitolul II).

Calculul construcţiilor de lemn după a doua stare limită (după deformaţiile generale) se efectuiază, în general, la grinzi, ferme şi alte elemente care lucrează la încovoiere şi are ca scop limitarea mărimii deformaţiilor.

Metoda determinării deformaţiilor nu prezintă caracteristici speciale. Calculul se face la sarcinile normate — sarcinile normale de exploatare — fără înmulţirea lor cu coeficienţii de supraîncărcare şi considerând lemnul de calitate medie şi lucrând în domeniul elastic. Această din urmă ipoteză se bazează pe aceea că rezistenţele de calcul ale lemnului sunt date, în general, pentru secţiuni slăbite cu noduri, în timp ce restul lemnului dintre noduri, care sunt relativ rare, este solicitat mai puţin.

Deformaţiile construcţiilor de lemn complexe — grinzi compuse, ferme etc. — se determină ţinând seama de efectul legăturilor elastice care unesc diferitele elemente ale construcţiei — pene, buloane etc. In acest caz, şi în special în cazul când predomină sarcina de durată, este necesar să se ţină seama de deformaţiile remanente ale lemnului şi ale îmbinărilor, care pot determina creşterea simţitoare a săgeţii chiar la eforturi unitare mici în lemn şi în piesele de legătură.

II. Caracteristicile normate şi de calcul ale lemnului

Rezistenţele în timp normate ale lemnului sunt caracteristicile principale pentru lemnul considerat fără defecte, din care rezultă apoi rezistenţele care se înlocuiesc în formulele de calcul.

Rezistenţele normate se stabilesc prin metoda statistică şi sunt definite ca rezistenţele minime probabile ale lemnului folosit în construcţii. Aceasta fiindcă pe şantiere rebutarea lemnului nu se face deobicei după indicii mecanici de rezistenţă ai lemnului fără defecte, ci după defecte — în general după noduri şi fibre oblice — pe baza unei examinări exterioare a materialului lemnos care serveşte pentru execuţia construcţiei.

Rebutarea materialului lemnos mai slab este posibilă principial şi trebue să se facă oridecâteori există îndoieli asupra rezistenţei lemnului şi totdeauna la execuţia construcţiilor foarte importante. Indicii care au cea mai mare importanţă

în ce privește rezistența lemnului sunt: greutatea volumetrică a lemnului și conținutul procentual în lemn de vară. Totuși, variațiile în funcție de acești indici sunt relativ mici. Aceasta face ca rebutarea pe astfel de considerente să fie aproximativă.

In orice caz, o asemenea rebutare a lemnului nu poate servi ca bază pentru mărirea rezistențelor normate. Practica construcției avioanelor de lemn arată că în acest scop trebue făcută o sortare repetată, foarte detaliată, de către specialiști experimentați și încercări mecanice repetate ale lemnului, ceeace este foarte greu de realizat pe șantier. Pentru execuția în uzină a construcțiilor de lemn există, din acest punct de vedere, anumite posibilități, care până în prezent încă nu au fost realizate.

Pentru stabilirea rezistențelor normate în timp ale lemnului se pot folosi datele numeroase care există referitor la rezistența limită (rezistența totală) a lemnului fără defecte în probe mici standardizate, cu introducerea ulterioară a corecției pentru influența acțiunii de durată a sarcinilor, pentrucă date propriu zise referitoare la rezistența în timp a lemnului există puține.

Rezistența totală a lemnului, determinată prin încercări standard de laborator, a fost studiată destul de complect. S'au efectuat destule încercări cu lemnul de esențe utilizate curent în construcții, pentru ca rezultatele încercărilor să poată fi folosite ca un material statistic. Coeficienții de variație ai principalelor proprietăți fizico-mecanice ale lemnului sunt suficient de stabili, ceeace dă posibilitatea să se determine indicii minimi probabili ai acestor proprietăți, folosind metoda statisticii variaționale.

Valorile medii ale rezistenței totale R^{in}_{med} pentru lemnul de esențele principale utilizate la construcții (moliftul și bradul) după rezultatele generalizate ale TNIIMOD sunt date în tabela 50. In aceeaș tabelă sunt date și valorile medii ale coeficienților de variație (împrăștiere) v, care caracterizează variația rezistenței respective a lemnului.

Rezistențele totale minime probabile ale lemnului R^{in}_{min} s'au obținut cu o probabilitate de circa 99 %, din rezistențele medii scăzând de 2,25 ori standardul, după formula:

$$R^{in}_{min} = R^{in}_{med}\left(1 - 2{,}25\,\frac{V}{100}\right)$$

Aceasta înseamnă că numai 1 % din tot lemnul poate avea o rezistență mai mică decât cea calculată cu formula de mai sus.

Fixarea acestei valori a probabilității (99%) pentru lemnul fără defecte este întrucâtva convențională, însă asigură perfect, din punct de vedere practic, rezistența construcțiilor și în același timp duce la rezistențe de calcul aplicabile în practică. Aplicarea metodei statistice are aici scopul de a asigura o rezistență egală pentru toate elementele unei construcții, solicitate fiecare în mod diferit. Probabilitatea rezistenței construcțiilor fără avarii este determinată de totalitatea factorilor analizați mai jos și de sarcini. Această probabilitate este foarte mare, dacă se respectă toate condițiile cerute calității materialului și execuției.

Caracteristica normată principală a rezistenței în timp a lemnului fără defecte — rezistența normată — se determină prin înmulțirea valorilor obținute R^{in}_{min} cu coeficientul experimental $k_t \approx 2/3$.

Pentru stabilirea acestui coeficient, care în general variază în funcție de natura solicitării, s'au utilizat datele experimentale nu prea numeroase care există asupra rezistenței în timp a lemnului — și în special cele ale lui F. P. Beleanchin referitoare la încovoiere. Datorită lipsei unui număr suficient de date asupra valorilor rezistențelor de durată ale lemnului, coeficientul k_t este luat, cu o anumită aproximație, același pentru toate tipurile de solicitări, ținând seama de durata probabilă de acțiune a sarcinii de calcul cu valoarea ei totală (introducând și coeficienții de supraîncărcare).

Rezistențele în timp normate (minime probabile) R^t_{min}, determinate în modul arătat mai sus, sunt date în tabela 50. Pentru forfecare paralelă cu fibrele, la numărător este dată valoarea efortului unitar mediu pe toată secțiunea de forfecare a probei standard. La numitor este dat efortul unitar maxim, calculat ținând seama de neuniformitatea distribuției eforturilor unitare în secțiunea probei. Rezistența lemnului la forfecare perpendiculară pe fibre se poate lua jumătate din rezistența la forfecare paralelă cu fibrele.

Pentru trecerea la rezistența lemnului real din elementele de construcții, valorile obținute R^t_{min} se înmulțesc cu coeficienții de omogeneitate ai lemnului, care sunt egali cu produsul dintre coeficienții: k_{dim} (prin care se ține seama de influența neomogeneității lemnului din elementele de dimensiuni mari) și k_{def} (prin care se ține seama de influența defectelor și în special a nodurilor, iar la forfecare, de fisuri).

Rezistența lemnului în elementele de dimensiuni mari este mai mică decât în probele standard, care au dimensiuni mici.

Scanned with OKEN Scanner

Aceasta se explică în general prin neomogeneitatea lemnului în secțiunea transversală a elementelor și parțial și în lungul lor. În special, se micșorează simțitor rezistența lemnului la întindere, deoarece la elementele mari ruperea este favorizată de existența unei suprafețe complexe foarte mari de rezistență mică, ruperea producându-se combinat, prin desfacere și lunecare. Valorile coeficientului k_{dim} rezultate din încercări sunt date în tabela 50.

Tabela 50

Caracteristicile lemnului de molift și brad

Natura solicitării	R^{in}_{med} kg/cm²	V %	R^{in}_{min} kg/cm²	R^{t}_{min} kg/cm²	k_{dim}	k_{def}	$R_{cal\ ul}$ kg/cm²
Incovoiere	750	15	496	330	0,9	0,44	130
Intindere paralelă cu fibrele	1 000	20	550	367	0,75	0,36	100
Compresiune și compresiune locală paralelă cu fibrele	400	13	284	190	1,0	0,67	130
Compresiune și compresiune locală perpendiculară pe fibre pe toată suprafața	—	—	—	20	0,9	1,0	18
Compresiune locală perpendiculară pe fibre pe o porțiune din lungime .	—	—	—	40	0,75 / 1,0	1,0	30 / 40
Forfecare paralelă cu fibrele	68	20	37	25 / 35	0,9	0,75	24

Influența nodurilor și a fibrelor oblice, după cum arată rezultatele încercărilor, poate fi luată în considerare prin micșorarea secțiunii de calcul a elementului cu valoarea suprafeței ocupate de nod și presupunând pentru mod poziția cea mai defavorabilă, la marginea elementului. Influența crăpăturilor se ia în considerare prin micșorarea suprafeței de calcul la forfecare.

Dimensiunile defectelor admisibile la elementele de construcții portante din lemn, care determină valorile respective ale coeficienților de reducere k_{def} sunt următoarele (după normele în vigoare):

Nodurile nu trebue să aibă dimensiunea d_n (măsurată pe direcția normală pe fibrele elementului) mai mare decât:

— în elementele comprimate și încovoiate — 1/3 b,

— în elementele întinse — 1/4 b,

unde b este lungimea laturii corespunzătoare a elementului, scăzând slăbirea, dacă aceasta există.

Reducerea capacității portante a elementelor cu noduri față de cea corespunzătoare lemnului fără defecte se poate face după graficul din fig. 54, în funcție de raportul dintre dimensiunea d_n a nodului și latura elementului pe care se află nodul.

Fisurile longitudinale nu trebue să aibă o adâncime mai mare decât 1/4 din grosimea elementului (în ceeace privește fisurile din planurile de forfecare la îmbinări, ținând seama de solicitarea importantă a îmbinărilor și de posibilitatea desvoltării fisurilor, condițiile impuse de norme sunt mai stricte; fisurile nu sunt admise).

Pentru dimensiunile admisibile, menționate mai sus, ale defectelor, valorile coeficienților k_{def} sunt calculate și date în tabela 50; pentru cazul forfecării, acest coeficient ține seama de influența fisurilor, iar în celelalte cazuri, de noduri. Fibrele oblice, în proporția în care se admit pentru lemnul de construcții, dau o reducere neînsemnată a rezistenței.

Rezistența lemnului la compresiune și compresiune locală normală pe fibre, este studiată într'o măsură mai mică decât celelalte rezistențe ale lemnului. Rezistența normată și cea de calcul ale lemnului, date în tabela 50, pentru compresiune și compresiune locală normală pe fibre, sunt stabilite pe baza datelor experimentale disponibile și a experienței rezultate din construcții.

Compresiunea locală pe o porțiune parțială din lungime se referă la elemente care au capete libere depășind suprafața de rezemare. Rezistența normată se dă pentru probe standardizate de dimensiunile 2 × 2 × 6 cm. In rubricile următoare, valorile dela numărător se referă la cazurile de compresiune locală pe o suprafață de circa 10 cm și mai mult lungime, iar la numitor pe o suprafață de circa 3 cm lungime.

Rezistențele în timp de calcul R_{calc} rezultate se referă la lemnul uscat cu o umiditate de circa 15 %, în condiții favorabile de folosire. Corecțiile pentru umiditatea și temperatura lemnului la folosire, pentru durata scurtă de acțiune a unora dintre sarcini (de montaj, seismice), ca și coeficienții de transformare pentru alte esențe de lemn, trebue să se aplice principial la rezistențele normate, însă practic se pot aplica direct la rezistențele de calcul.

Valorile acestor coeficienți de corecție se fixează pe baza datelor experimentale. In unele cazuri, se pot păstra cei din normele în vigoare.

Coeficienții de corecție pentru acțiunea de scurtă durată a forțelor seismice trebue să fie supraunitari, întrucât la aceste

forțe calculul se poate face cu rezistențele instantanee puțin reduse și nu cu rezistențele în timp ale lemnului. O reducere a acestei rezistențe este totuși justificată deoarece, la apariția forțelor seismice, construcția se găsea deja (posibil chiar de mult timp) sub acțiunea sarcinilor obișnuite de exploatare.

Pentru alte sarcini de scurtă durată, de exemplu sarcinile de montaj, care au totuși o durată de acțiune mai mare sau se repetă des, calculul trebue efectuat la rezistențe mai mici, apropiate de cele în timp. Pentru calculul la sarcini, chiar de scurtă durată, însă care acționează repetat, trebue să folosim valorile rezistențelor în timp.

Una din caracteristicile principale ale lemnului, care se folosește pentru determinarea deformațiilor construcțiilor de lemn și în unele cazuri și pentru calculul capacității portante, este modulul de elasticitate al lemnului.

La eforturi unitare mici, modulii de elasticitate la compresiune, întindere și încovoiere diferă puțin între ei și în mod practic se poate vorbi de un modul unic de elasticitate E, dacă facem abstracție de influența deformațiilor din lunecare asupra deplasărilor (săgeților) și prin urmare și asupra modulului convențional de elasticitate, care se calculează pe baza rezultatelor încercărilor la încovoiere.

Valoarea medie a modulului convențional de elasticitate la încovoiere al probelor standard, după datele generalizate ale TNIIMOD, $E_{med} = 100\,000$ kg/cm². Coeficientul de variație al modulului de elasticitate este, după unele date, $v = 20\%$. Folosind aceste valori, se poate determina valoarea minimă probabilă a modulului de elasticitate prin analogie cu cea a rezistenței totale a lemnului (v. mai sus):

$$E_{min} = E_{med}\left(1 - \frac{2{,}25\ V}{100}\right) \approx 55\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Datele de mai sus se referă la probele de lemn de dimensiuni mici și la acțiunea de scurtă durată a sarcinilor, în condițiile încercărilor de laborator. Raportul dintre înălțimea secțiunii și deschiderea probelor standard este de așa natură încât devine importantă influența deformațiilor din lunecare asupra celor de încovoiere, ceeace face ca modulul de elasticitate să rezulte mai mic cu circa 20%. La elementele de construcții din lemn supuse la încovoiere, de exemplu grinzile acoperișurilor și planșeelor, influența deformațiilor din lunecare este deobicei mică.

Pe de altă parte, prezența nodurilor în elementele de construcții micșorează modulul convențional de elasticitate al lemnu-

lui. Influența nodurilor variază în funcție de dimensiunile, numărul și amplasarea lor. Date experimentale asupra acestei probleme lipsesc, însă practic se poate considera că efectele acestor factori se compensează reciproc. Creșterea săgeților

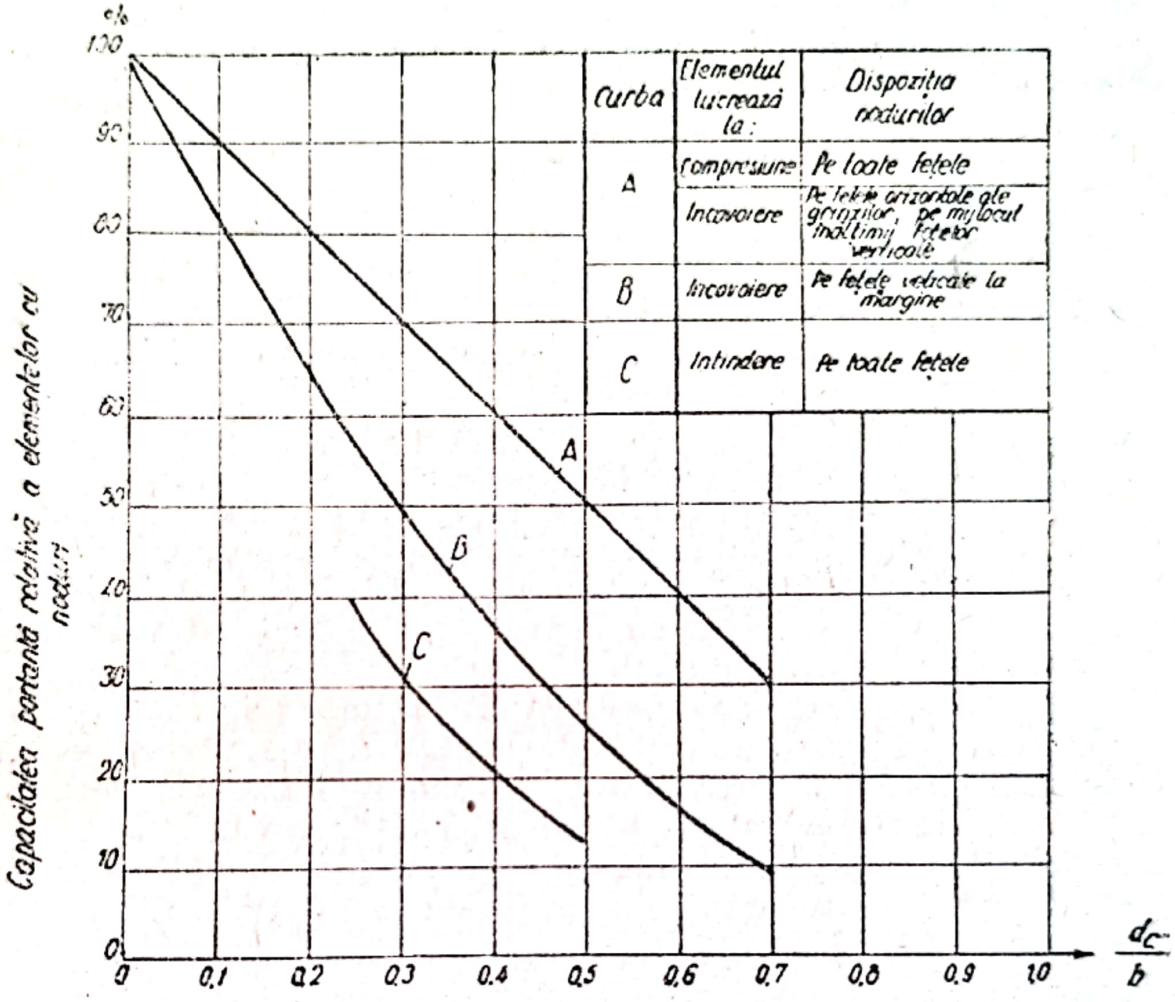

Fig. 54. Influența nodurilor asupra capacității portante a elementelor de lemn
d_n/b — raportul dintre dimensiunea nodului, măsurată normal pe direcția fibrelor și lungimea laturii pe care se află nodul

elementelor încovoiate sub acțiunea de durată a sarcinii ajunge, după unele date, la 50 % și chiar mai mare, ceeace corespunde unei micșorări a modulului de elasticitate de calcul cu 30 % și mai mult.

Trebue să se aibă în vedere că rezistențele de calcul ale lemnului (tabela 50) sunt date pentru secțiuni considerate cu noduri. Numai aceste secțiuni ajung la starea limită, în calculul după capacitatea portantă. Restul lemnului este solicitat în limitele elasticității convenționale.

In calculul după capacitatea portantă, oridecâteori deformațiile elementelor influențează capacitatea portantă a construcției, este necesar să folosim valorile minime probabile ale modulului de elasticitate, împreună cu valorile minime probabile ale rezistențelor. Practic, se poate admite, după cum s'a mai arătat, aproximația că această caracteristică elastico-plastică a lemnului (raportul dintre modulul de elasticitate și rezistența la compresiune) este constantă:

$$\frac{E^{in}}{R_c^{in}} \approx \frac{E^t}{R_c^t} \approx \text{const},$$

ceeace simplifică simțitor calculele.

Calculul construcțiilor după deformații, respectiv în cele mai multe cazuri după săgeți (a doua stare limită), dacă sarcina permanentă este relativ mică, se poate face orientându-ne după valoarea medie a modulului de elasticitate $E = 100\,000$ kg/cm² pentru lemnul uscat, deoarece o creștere a săgeții, în unele cazuri când se utilizează lemn de calitate inferioară, nu reprezintă un pericol. Trebue să se țină seama de faptul că sarcina normată totală ajunge să acționeze asupra construcției relativ rar. Valorile deformației (săgeții) limită se stabilesc practic pe baza experienței construcțiilor și folosind valoarea de calcul de mai sus a modulului de elasticitate.

In cazurile, relativ rare, când sarcina principală care acționează asupra construcției de lemn este cea permanentă, trebue micșorate valoarea de calcul a modulului de elasticitate și rezistențele de calcul ale lemnului, pentru a ține seama de creșterea deformațiilor în timp și de o micșorare suplimentară posibilă a rezistențelor în comparație cu cele date în tabela 50 (v. capitolul V, § 1).

III. Calculul elementelor de construcții din lemn

Pe baza ipotezelor generale și a caracteristicilor de calcul expuse mai sus pentru lemn, se efectuiază calculul elementelor de construcții din lemn pentru diferitele solicitări, folosind formulele de mai jos. Formulele sunt simplificate, pe cât posibil, prin admiterea câtorva aproximații pentru ușurința calculului practic. Ipoteza principală de calcul este acțiunea de durată a sarcinilor; totuși, după cum rezultă din cele arătate mai înainte (v. capitolul I), formulele de calcul la rezistență și stabilitate sunt juste și pentru cazul acțiunii de scurtă durată a sarcinilor. In acest caz, valorile rezistențelor de calcul se măresc prin înmulțirea cu coeficienții corespunzători, după cum este indicat în capitolul II, iar restul calculului rămâne acelaș.

1. *Elemente supuse la încovoiere*

Pentru calculul practic al elementelor la încovoiere se poate utiliza metoda clasică, folosind modulul de rezistență W și rezistența de calcul a lemnului la încovoiere. Aceasta este justificată de un mare număr de rezultate experimentale din încercări la încovoiere făcute atât cu probe standardizate mici, cât și cu elemente mari din lemn de construcție. Formula de calcul are forma:

$$M \leqslant m_i R_i W_{net}, \tag{5.1}$$

unde în partea stângă avem momentul încovoietor maxim M din sarcinile de calcul, care se obțin din înmulțirea sarcinilor normate cu coeficienții de supraîncărcare, iar în partea dreaptă capacitatea portantă de calcul a elementului la încovoiere, care este egală cu produsul dintre: coeficientul condițiilor de lucru pentru elementele supuse la încovoiere m_i, rezistența de calcul la încovoiere R_i și modulul de rezistență al secțiunii nete W_{net}.

După cum se știe, prin încercările la încovoiere pe probe de lemn mici standardizate de secțiune dreptunghiulară, se determină o rezistență convențională a probei la încovoiere, care se obține prin împărțirea momentului de rupere prin modulul de rezistență al secțiunii transversale a probei. Coeficienții k_{dim} și k_{def} dați în tabela 50, prin care se ține seama de influența dimensiunilor elementelor și a defectelor lemnului, s'au determinat ca niște coeficienți de corecție pentru această rezistență convențională la încovoiere.

Prin urmare, rezistența de calcul la încovoiere R_i, care intră în partea dreaptă a formulei de calcul (5.1), poate fi luată pentru elementele de secțiune dreptunghiulară — scânduri, grinzi — după tabela 50. Pentru acest caz curent, când nu este necesar să se introducă corecții în legătură cu forma secțiunii și altele, coeficientul condițiilor de lucru la încovoiere se poate lua $m_i = 1$.

În cazul general, rezistența convențională la încovoiere R_i' a elementelor din lemn (fără defecte), de secțiune oarecare (și în acestea intră și cele de secțiune dreptunghiulară), poate fi exprimată în funcție de valorile rezistențelor la compresiune R_c' și întindere R_t' (fig. 55) printr'o relație care se scrie considerând ipoteza comportării elastico-plastice a lemnului (fig. 53). Pentru elementele de construcții trebue apoi să se adauge, după cum s'a arătat, influența defectelor lemnului.

Practic, pentru a simplifica calculele, este comod să folosim în toate cazurile formula de calcul dată mai sus (5.1), în care

R_i este rezistența de calcul pentru secțiunile dreptunghiulare, iar în coeficientul condițiilor de lucru m_i intră și influența formei secțiunii transversale și a altor factori suplimentari, dacă există.

La elementele supuse la încovoiere, având secțiunea compusă și legăturile elastice — buloane, pene — se produce o deplasare reciprocă între diferitele scânduri sau grinzi, astfel că în acestea apar eforturi de încovoiere suplimentare, care micșorează capacitatea portantă a elementului compus. De acest lucru trebue să se țină seama în formula generală de calcul (5.1) prin coeficientul m_i (vezi capitolul V).

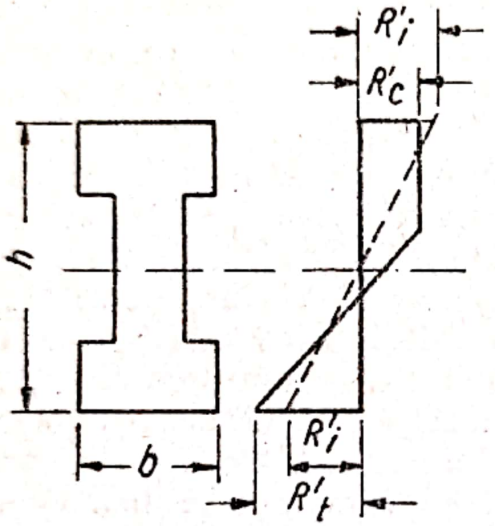

Fig. 55. Diagrama eforturilor unitare normale la încovoiere

Valorile coeficientului m_i se fixează în special pe baza datelor experimentale. Pentru elementele de secțiune rotundă, ținând seama de distribuția mai favorabilă a rezistențelor din secțiunea transversală în starea limită și deasemenea de influența mai mică a nodurilor, din cauză că nu există fibre tăiate, se poate lua $m_i = 1{,}2$. Pentru secțiunile dublu T și alte secțiuni, coeficientul condițiilor de lucru, ținând seama de influența formei secțiunii, este subunitar.

Calculul elementelor la încovoiere se efectuiază astfel: Dacă se dau momentul încovoietor de calcul M și dimensiunile secțiunii transversale a elementului, atunci modul de verificare a elementului este următorul: se determină capacitatea portantă a elementului (partea dreaptă a formulei de calcul) egală cu $m_i R_i W_{net}$ și se compară aceasta cu momentul încovoietor de calcul M, care nu trebue să fie mai mare decât capacitatea portantă a elementului.

Dacă se cunoaște numai momentul încovoietor de calcul M și trebue să se dimensioneze secțiunea elementului, modulul necesar de rezistență se găsește din relația:

$$W_{net} = \frac{M}{m_i R_i}$$

Pentru cazul încovoierii oblice, poate fi admisă formula:

$$\frac{M_x}{m_i R_i W_x} + \frac{M_y}{m_i R_i W_y} \leqslant 1 \qquad (5.2)$$

unde M_x și M_y — componentele momentului încovoietor de calcul după axele x și y;

W_x și W_y — modulii de rezistență ai secțiunii nete în raport cu axele x și y;.

Această formulă de calcul, bazată pe ipoteza comportării elastice a lemnului, poate fi aplicată în mod practic și în calculul

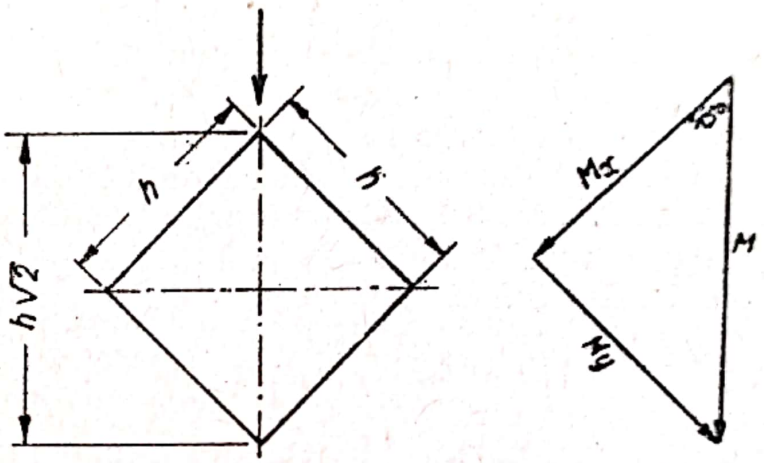

Fig. 56

după starea limită. Astfel, de exemplu, la un element încovoiat de secțiune pătrată, pus pe muchie și încărcat cu sarcina verticală după direcția diagonalei, avem (fig. 56):

$$M_x = M_y = \frac{M}{\sqrt{2}} \quad \text{și} \quad W_x = W_y = W_d \sqrt{2}$$

unde M — momentul de calcul din sarcina verticală;

$W_d = \frac{I\sqrt{2}}{h}$ — modulul de rezistență al secțiunii elementului în raport cu diagonala.

I — momentul de inerție al secțiunii, în raport cu axele principale și în raport cu diagonalele;

$W_x = W_y = \frac{2I}{h}$ — modulii de rezistență ai secțiunii în raport cu axele x și y;

h — latura secțiunii elementului.

Inlocuind valorile de mai sus, formula (5.2) devine

$$\frac{M}{m_i R_i W_d} \leqslant 1,$$

$$M \leqslant m_i R_i W_d,$$

ceeace corespunde cazului unei grinzi aşezate pe muchie, luând modulul de rezistenţă W_d în raport cu diagonala. In acelaş timp, pentru acest caz, coeficientul de influenţă a formei secţiunii este, ca şi la grinzile de secţiune rotunde (bile), supraunitar (de ordinul 1,1—1,15), din cauza repartiţiei mai favorabile a eforturilor unitare de compresiune în starea limită; acest calcul este prin urmare acoperitor.

In cazurile când una din componentele momentului total M_x sau M_y devine zero, formula (5.2) pentru încovoiere oblică se reduce la formula (5.1) pentru calculul la încovoiere în raport cu una din axele principale. Prin urmare se poate afirma că formula de mai sus pentru încovoiere oblică dă o rezolvare destul de satisfăcătoare şi în alte cazuri.

Calculul elementelor de lemn la lunecare din încovoiere se poate face cu formula:

$$Q \leqslant m_f R_f \frac{Ib}{S} \tag{5.3}$$

care diferă de cea din normele în vigoare numai prin forma în care este scrisă. In partea stângă a formulei se găseşte efortul exterior de calcul — forţa tăietoare, iar în partea dreaptă — efortul limită corespunzător, preluat de element. Rezistenţa de calcul a lemnului la forfecare R_f care intră în formulă corespunde efortului unitar maxim, calculat, ţinând seama de neuniformitatea distribuţiei eforturilor unitare în probele standard (tabela 50).

Momentul de inerţie al secţiunii transversale (I) şi momentul static al unei jumătăţi din secţiune S se stabilesc în modul cunoscut, iar slăbirile locale, care se extind puţin în lungul elementului, de exemplu slăbirile din cauza buloanelor etc. — se pot neglija în calculul lui I şi S.

Formula pentru calculul la lunecare este dedusă luând ca bază ipoteza comportării elastice a lemnului. Această ipoteză se poate considera şi în starea limită, întrucât la lunecare nu se observă desvoltarea unor deformaţii plastice capabile să atragă o retransmitere de eforturi.

Eforturile unitare de lunecare la grinzile obişnuite simplu rezemate ating valoarea maximă pe reazeme, unde eforturile unitare normale din încovoiere sunt mici şi nu provoacă nici

ele o retransmitere a eforturilor unitare de lunecare. Se pot întâlni însă şi cazuri când în aceeaş secţiune de calcul, atât eforturile unitare de lunecare cât şi cele normale ating valorile maxime. Acest lucru are loc, de exemplu, în secţiunile de pe reazemele intermediare ale grinzilor continue precum şi în punctele de aplicare ale sarcinilor la grinzile încărcate cu sarcini concentrate. In starea limită, în zona comprimată a acestor secţiuni se poate forma un sâmbure plastic, care influenţează şi valorile eforturilor unitare de lunecare.

Zona ajunsă în domeniul plastic nu poate prelua eforturi de lunecare, astfel că întreaga forţă tăietoare care acţionează în secţiune trebue să fie preluată de partea secţiunii rămasă în domeniul elastic. Deci, eforturile unitare de lunecare vor creşte în acest caz.

In elementele de construcţii pentru care normativele de calcul se referă la secţiunile cu noduri, această situaţie nu poate apărea sub forma complectă. Zona plastică se poate forma în regiunea nodului, însă extinderea ei va fi mică. Prin urmare, creşterea eforturilor unitare de lunecare se poate produce numai pe o porţiune mică, ceeace se pare că nu este periculos, din cauză că intră în lucru şi porţiunile vecine ale elementului, care sunt mai puţin solicitate.

Pe baza considerentelor de mai sus se poate folosi totdeauna pentru calculul la lunecare formula (5.3), introducând în calcul înălţimea totală a secţiunii.

Calculul elementelor la încovoiere, în cazul încovoierii transversale, se face după cum s'a indicat deja în ipoteza lucrului elastic al lemnului. Valorile limită ale săgeţii admisibile pentru diferite construcţii şi elemente se stabilesc pe baza experienţei exploatării lor. In general, săgeţile limită se pot lua aceleaşi ca cele din normele în vigoare. Valorile de calcul ale modulului de elasticitate şi ale deformaţiilor mijloacelor de solidarizare — pentru elementele şi construcţiile compuse — se fixează ţinând seama de durata de acţiune a sarcinilor (vezi capitolul V).

2. *Elemente solicitate la întindere şi la întindere cu încovoiere*

Calculul elementelor la întindere centrică se poate face cu formula:

$$N \leqslant m_t \cdot R_t \cdot F_{net} \qquad (5.4)$$

unde N — forţa normală de întindere (de calcul);
R_t — rezistenţa de calcul a lemnului la întindere;
F_{net} — secţiunea transversală slăbită a elementului.

Prin coeficientul condiţiilor de lucru al elementului la întindere m_t se ia în considerare, în general, influenţa concentrării tensiunilor în apropierea secţiunilor slăbite local ale elementului — găuri pentru buloane, tăieturi etc. După cum arată încercările, rezistenţa medie la întindere a secţiunii slăbite se micşorează simţitor în caz că există asemenea slăbiri. Pentru cazurile de slăbiri ale elementelor prin tăieturi, buloane etc., se poate lua în medie coeficientul $m_t = 0{,}8$, pe baza rezultatelor încercărilor.

Luarea în considerare a influenţei slăbirilor direct în valoarea rezistenţei de calcul, aşa cum prescriu normele în vigoare pentru fixarea rezistenţelor admisibile, este neraţională, deoarece se pot întâlni cazuri de elemente fără slăbiri.

In secţiunile elementelor supuse în acelaş timp la întindere şi încovoiere, în cazul momentului încovoietor mare, se poate forma în zona comprimată un sâmbure plastic. Dimpotrivă, în cazul unui moment încovoietor mic, toată secţiunea va fi solicitată în limitele lucrului elastic al lemnului. In cazul general, calculul trebue să se facă prin formulele stabilite pe baza ipotezei lucrului elastico-plastic al lemnului, aşa cum s'a indicat mai sus (vezi capitolul 1, fig. 53).

Un asemenea calcul în mod practic devine complicat şi nejustificat, dacă se ţine seama de necesitatea introducerii unor corecţiuni care rezultă din influenţa defectelor lemnului etc. Pentru simplificarea calculelor se poate folosi formula eforturilor unitare la solicitări compuse, scriind această formulă sub forma :

$$\frac{N}{m_t \cdot R_t \, F_{net}} + \frac{M}{m_i \, R_i \, W_{net}} \leqslant 1 \qquad (5.5)$$

Limitele acestei formule sunt juste. Pentru valorile $N = 0$ sau $M = 0$, ea se transformă în formula de calcul la încovoiere simplă sau întindere centrică. Se poate presupune că şi în cazurile intermediare ea dă o rezolvare destul de justă. Calculele făcute cu această formulă pentru elementele din lemn bun presupunând $m_t = 1$; $m_i = 1$; R_t şi R_i — rezistenţele lemnului fără defecte, de calitate mijlocie, arată că ea dă rezultate destul de apropiate şi asigură întrucâtva un surplus de rezistenţă faţă de calculul pe baza schemei elastico-plastice (fig. 53).

Calculul pe baza formulei indicate nu este complicat. Se impune secţiunea elementului şi, cunoscând valorile de calcul N şi M, se verifică cu formula de mai sus dacă dimensiunile secţiunii sunt suficiente. Dacă condiţia de rezistenţă nu este satisfăcută şi partea stângă a formulei este mai mare decât

unitatea, este necesar să se mărească secţiunea şi să se verifice din nou. Dacă partea stângă a formulei este cu mult mai mică decât unitatea, dimensiunile secţiunii sunt prea mari şi trebue micşorate.

Coeficienţii condiţiilor de lucru m_t şi m_l care intră în formulă sunt aceiaşi ca şi în cazul întinderii centrice şi al încovoierii simple. Cu această formulă se pot calcula deasemenea şi elementele compuse. Coeficientul condiţiilor de lucru ale elementelor încovoiate în acest caz trebue luat în funcţie de forma secţiunii elementului, de numărul şi mijloacele de solidarizare ale elementelor componente etc. (vezi capitolul V).

3. *Elemente solicitate la compresiune şi la compresiune cu încovoiere*

Elementele comprimate centric trebue deobicei calculate la rezistenţa în secţiunea slăbită şi la stabilitate. Calculul la rezistenţă se face cu formula:

$$N \leqslant m_c \; R_c \; F_{net} \tag{5.6}$$

Calculul la stabilitate se face cu formula:

$$N \leqslant \varphi \cdot m_c \cdot R_c \cdot F_{calc} \tag{5.7}$$

unde N — forţa normală de compresiune;
R_c — rezistenţa de calcul a lemnului la compresiune;
F_{net} — suprafaţa netă a secţiunii transversale a elementului;
F_{calc} — secţiunea de calcul a elementului pentru verificarea la stabilitate. In cazul slăbirilor mici, amplasate simetric, se ia $F_{calc} = F_{brut}$.

In cazul slăbirilor nesimetrice, elementul trebue calculat ţinând seama de acţiunea excentrică a forţei N — analog cu prevederile din prescripţiile tehnice în vigoare.

Coeficientul condiţiilor de lucru ale elementului solicitat la compresiune poate fi luat, în cazul general, $m_c = 1$. Acest lucru se justifică prin următoarele: existenţa unor slăbiri locale — găuri, tăieturi etc. nu are o influenţă simţitoare asupra capacităţii portante a elementelor datorită lucrului plastic al lemnului la compresiune în starea limită. Din acest punct de vedere, elementele comprimate se deosebesc în mod favorabil de cele întinse, în care concentrarea eforturilor unitare în apropierea secţiunilor slăbite atrage fenomene defavorabile, ca forfecarea, crăparea, ruperea pe direcţie oblică. Forma secţiunii elementelor comprimate nu influenţează capacitatea lor portantă.

Coeficientul de flambaj φ se poate stabili prin formulele adoptate de normele și prescripțiile tehnice în vigoare.

pentru coeficientul de subțirime $\lambda \leqslant 75$ $\varphi = 1 - 0{,}8 \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$;

pentru coeficientul de subțirime $\lambda > 75$ $\varphi = \frac{3\,100}{\lambda^2}$;

Elementele supuse la compresiune cu încovoiere se pot calcula cu o formulă analoagă celei folosite la calculul elementelor solicitate la întindere cu încovoiere; se va ține însă seama de creșterea momentului încovoietor datorită deformării elementului sub sarcină

$$\frac{N}{m_c R_c F_{net}} + \frac{M}{\xi \cdot m_i \cdot R_i \cdot W_{net}} \leqslant 1 \qquad (5.8)$$

aici ξ este un coeficient prin care se ia în considerare momentul suplimentar din forța normală, datorită deformației elementului și care se determină prin formula

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3100\, F_{brut} \cdot R_c} \qquad (5.9)$$

Diferența dintre expresia pentru ξ și cea dată de normele și prescripțiile tehnice în vigoare constă în aceea că aici N este forța normală care rezultă din sarcinile de calcul (înmulțindu-se cu coeficienții de supraîncărcare) și nu din sarcinile normate; R_c — este rezistența de calcul la compresiune a lemnului și nu rezistența admisibilă.

Formula indicată mai sus (5.8) pentru calculul elementelor solicitate la compresiune cu încovoiere, ca și formula (5.5) pentru elementele solicitate la întindere cu încovoiere, este convențională și nu reflectă repartiția reală a rezistențelor normale în starea limită. In același timp, această formulă este simplă, comodă și, ceeace este important, dă rezultate apropiate de calculul făcut pe baza ipotezei de lucru elastico-plastică a lemnului.

Coeficienții φ și ξ se calculează, după cum s'a văzut, cu formulele normelor și prescripțiilor tehnice în vigoare, înlocuind în expresia lui ξ rezistența admisibilă prin rezistența de calcul la compresiune și rezistența de compresiune din sarcina normată — prin rezistența din sarcina de calcul. Posibilitatea utilizării relațiilor din metoda rezistențelor admisibile pentru calculele pe baza stării limită se bazează pe faptul că această caracteristică elastică — și de rezistență — a lemnului $\frac{E}{R_c}$ care

intră în ele implicit, practic, pentru cazurile considerate, se poate considera constantă. Aceasta se explică în primul rând prin aceea că în stare limită se găseşte numai secţiunea de calcul slăbită de noduri, în timp ce bara în întregime este solicitată relativ slab, iar în al doilea rând prin aceea că micşorarea modulului de elasticitate sub acţiunea îndelungată a sarcinii şi micşorarea rezistenţei lemnului (a se vedea capitolul II) sunt de acelaş ordin de mărime.

Consideraţii analoage permit ca pentru calculul elementelor compuse şi al elementelor de solidarizare (a se vedea cap. V), să se folosească metodele bazate pe ipoteza lucrului elastic al lemnului. Trebue remarcat că aplicarea acestor relaţii cunoscute în noua metodă se mai explică prin aceea că ele au fost determinate de fapt pentru stadiul de rupere, adică pentru starea limită şi numai formal au fost adaptate pentru metoda de calcul pe baza rezistenţelor admisibile.

Coeficientul de subţirime al elementelor compuse cu solidarizări elastice se poate stabili cu formulele din prescripţiile tehnice în vigoare, cu introducerea unor complectări. Aşa de exemplu, pentru determinarea coeficientului de subţirime a barelor ale căror capete sunt îmbinate constructiv cu un număr mic de elemente de solidarizare (cuie, buloane), trebue să se ţină seamă de încastrarea capetelor elementelor solidarizate la noduri cu pene inelare, buloane etc. Influenţa încastrării poate fi luată în consideraţie prin înmulţirea lungimii totale a elementului cu coeficientul 0,65 indicat în prescripţiile tehnice pentru cazul încastrării la două capete ale barei.

Această complectare — luarea în consideraţie a încastrării elementelor — împreună cu luarea în considerare în lucrul barelor compuse a legăturilor dela noduri, ceeace practic nu se făcea, va permite în unele cazuri să se micşoreze numărul elementelor de solidarizare necesare pentru îmbinarea pieselor între ele.

Coeficientul condiţiilor de lucru m_l, care intră în formula de calcul (5.8) la calculul elementelor compuse, se stabileşte ca şi în cazul calculului acestor elemente la încovoiere simplă — ţinând seama de influenţa elasticităţii solidarizărilor în rosturi şi de alţi factori (vezi capitolul V).

Numărul de legături n_c în rostul elementului compus solicitat la încovoiere cu compresiune considerat pe zona dela capătul elementului până în secţiunea cu momentul încovoietor maxim M din sarcinile de calcul, se poate determina prin formula

$$\frac{MS}{\xi I} \leqslant m_{leg} \cdot n_1 \cdot T_1 \qquad (5.10)$$

unde T_1 — capacitatea portantă de calcul a unui element de solidarizare în rostul considerat (vezi capitolul IV);

ξ — coeficientul care se determină prin formula indicată mai sus (5.9);

m_{leg} — coeficientul condiţiilor de lucru al solidarizărilor în rosturi (vezi capitolul V).

Celelalte valori se exprimă la fel.

In barele compuse solicitate la compresiune cu încovoiere, în afară de aceasta, trebue verificată stabilitatea elementului marginal solicitat cel mai mult. Formula de calcul pentru acest caz are forma

$$\frac{N}{F_{br}} + \frac{M}{\xi \cdot W_{br}} \leqslant \varphi_1 \cdot R_c \qquad (5.11)$$

unde φ_1 este coeficientul de flambaj pentru un element considerându-i lungimea egală cu distanţa dintre fururi sau alte elemente de prindere.

Sensul acestei formule este următorul: capacitatea portantă a barei se micşorează, deoarece se limitează rezistenţa de compresiune din forţa N şi momentul M în elementul cel mai solicitat datorită pericolului de flambaj.

4. *Elemente curbe*

La elementele curbe ale construcţiilor de lemn alcătuite din scânduri sau grinzi curbate îmbinate prin cuie, clei etc., apar tensiuni iniţiale din încovoiere; sumându-se cu tensiunile obişnuite, aceste tensiuni iniţiale micşorează capacitatea portantă a elementelor curbe.

In normele în vigoare, elementele curbe se calculează cu rezistenţe admisibile micşorate. Prin noua metodă de calcul pe baza stărilor limită, micşorarea capacităţii portante a elementelor curbe se poate face mai uşor introducând coeficienţii speciali pentru condiţiile de lucru m_c.

Coeficienţii de corecţie pentru rezistenţele admisibile din normele în vigoare se iau pe baza datelor experimentale. Rezultatele încercărilor până la rupere a elementelor curbe la compresiune şi întindere coincid cu datele teoretice obţinute pe baza ipotezei lucrului elastico-plastic al elementului (vezi capitolul I fig. 53).

Atât datele experimentale, cât şi cele teoretice s'au obţinut pentru cazul acţiunii de scurtă durată a sarcinilor asupra elementelor curbe.

Capacitatea portantă a elementelor curbe, atât pentru acţiunea de scurtă durată cât şi pentru acţiunea de lungă durată a sarcinilor, este determinată în general de două caracteristici ale lemnului — rezistenţa şi modulul de elasticitate. Se poate admite aproximaţia, ca şi pentru elementele solicitate la compresiune cu încovoiere, că la acţiunea de lungă durată a forţei de compresiune asupra elementului curbat, în acesta se va produce o micşorare proporţională a rezistenţei şi rigidităţii, adică se poate lua caracteristica de elasticitate şi de rezistenţă constantă

$$\frac{E_t}{R_c^t} \cong \frac{E_{in}}{R_c^{in}} \cong \text{const.}$$

Cu această aproximaţie, datele teoretice şi experimentale obţinute pentru cazul acţiunii de scurtă durată a sarcinilor se pot extinde şi la cazul acţiunii de lungă durată a sarcinilor; ele se vor referi la lemnul cu caracteristici reduse şi în special cu rezistenţa mică la compresiune R_c^t. Fără modificări pot să rămână şi coeficienţii de corecţie (coeficienţii condiţiilor de lucru m_c) pentru capacitatea portantă a elementelor curbe care se obţin în funcţie de raportul $\frac{r}{h}$ — (raza de curbură a elementului curb către grosimea unei grinzi sau scânduri).

Pentru elementele curbe supuse la întindere se poate reduce deasemenea, în mod aproximativ, rezistenţa proporţional cu micşorarea modulului de elasticitate. In acest caz se admite să se folosească aceiaşi coeficienţi m_c, atât pentru acţiuni de scurtă durată, cât şi pentru cele de lungă durată.

IV. Calculul îmbinărilor elementelor construcţiilor de lemn

1. *Calculul îmbinărilor la forfecare şi strivire a lemnului*

La majoritatea îmbinărilor elementelor construcţiilor de lemn apar rezistenţe de forfecare şi de strivire, din care cauză aceste solicitări se pot separa şi cerceta fiecare în parte, după felul îmbinărilor.

Rezistenţele de forfecare se repartizează neuniform în planul de forfecare, iar legea de repartizare depinde, în general, de raportul dimensiunilor îmbinării şi de schema de aplicare a eforturilor. In anumite condiţii — lungimea de forfecare redusă — capătă valori mari rezistenţele de întindere care acţionează pe

planul de forfecare și sunt îndreptate transversal fibrelor lemnului. Aceste rezistențe au un rol hotărîtor în aceste cazuri și atrag cedarea îmbinării prin ruperea lemnului transversal fibrelor pentru valori mici ale rezistențelor de forfecare.

Pentru a evita ruperea materialului transversal fibrelor, care atrage o reducere apreciabilă a capacității portante a îmbinărilor, trebue să se fixeze lungimea planului de forfecare l_f de cel puțin 3 e — 4 e, unde e — este brațul de pârghie al forțelor de forfecare.

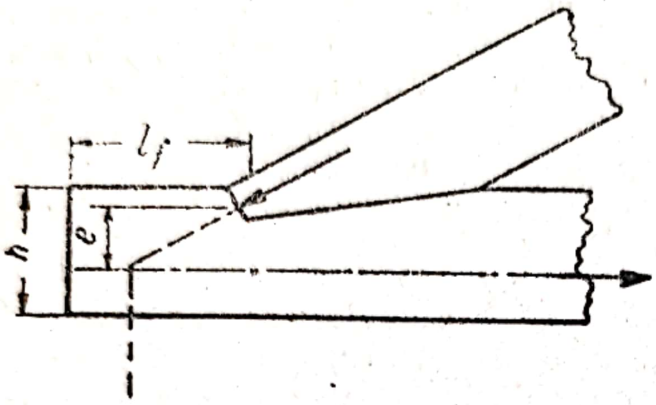

Fig. 57. Imbinare cu tăietura de o singură parte

La îmbinările cu tăietura pe o singură parte, fără rost între elemente, $e = 0{,}5$ h, unde h — este grosimea elementului care se foarfecă în direcția tăieturii (fig. 57). Imbinările cu tăietura din două părți și cu încărcare simetrică (fig. 58) se pot analiza datorită simetriei, ca două îmbinări separate care vin în contact în planul $a - b$. Brațul de pârghie al forțelor de forfecare se ia în acest caz $e = 0{,}25$ h, unde h — este grosimea totală a elementului.

Efortul unitar mediu la forfecare al lemnului este egal cu :

$$R_f^{med} = \frac{T_f}{F_f}$$

unde T_f este efortul de forfecare care acționează în planul de forfecare F_f.

Pentru îmbinările care satisfac limita indicată mai sus pentru lungimea de forfecare, R_f^{med} — poate fi, în mod practic, legat de rezistența maximă la forfecare R_f printr'o relație de forma

$$R_f^{med} = \frac{R_f}{1 + \beta \frac{l_f}{e}} \qquad (5.12)$$

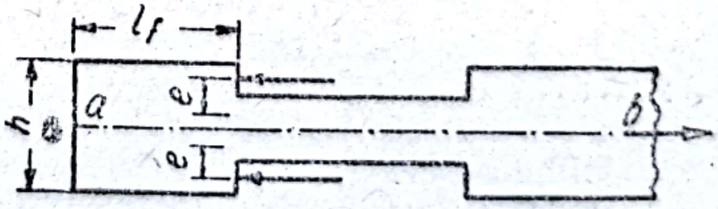

Fig. 58. Imbinare cu tăietură de ambele părți ale elementului

aici β este un coeficient care depinde de felul cum sunt aplicate eforturile de forfecare.

Relația (5.12) este confirmată în mod satisfăcător de rezultatele încercărilor la forfecare ale îmbinărilor. Valoarea coeficientului β se poate lua:

— pentru calculul la forfecare al elementelor comprimate, precum și la pene de lemn, $\beta = 0{,}125$;

— pentru calculul la forfecare al elementelor întinse la care eforturile unitare de forfecare se repartizează cu o mare neuniformitate, $\beta = 0{,}25$.

In toate cazurile trebue asigurată o presiune permanentă în planul de forfecare, de exemplu prin buloane, sau direct prin așezarea corespunzătoare a elementelor. In caz că nu există o asemenea presiune, valorile coeficientului β trebue mărite.

Calculul îmbinărilor la forfecare se poate face sau pe baza rezistenței medii la forfecare, sau direct pe baza rezistenței maxime la forfecare cu formulele:

$$T_f \leqslant m_f \cdot R_f^{med} \cdot F_f, \tag{5.13}$$

sau

$$T_f \leqslant \frac{m_f \cdot R_f \, F_f}{1 + \beta \frac{l_f}{e}}; \tag{5.14}$$

aici, ca și mai sus, în partea stângă a formulelor este efortul de calcul care acționează în îmbinare, iar în partea dreaptă este capacitatea portantă de calcul a îmbinării. Valoarea rezistenței maxime R_f se dă în tabela 50. Practic este mai comod să se folosească rezistența medie R_f^{med}, care poate fi calculată și dată pentru cazurile principale mai des întâlnite, — pentru praguri laterale și frontale, pene etc. (vezi mai jos).

Prin coeficientul condițiilor de lucru ale îmbinării la forfecare m_f se ia în considerare neuniformitatea repartizării efortului care acționează între diferitele planuri de forfecare și alți factori suplimentari (vezi mai jos diferite tipuri de îmbinări).

Lungimea de calcul pentru forfecare luată în considerare nu trebue să depășească de 10 ori adâncimea tăieturii. Aceasta este condiționată de oblicitatea posibilă a fibrelor lemnului, din care cauză forfecarea se poate produce pe plane care ies la suprafața elementului.

Considerațiile de calcul indicate mai sus sunt în general pentru forfecarea lemnului în lungul fibrelor, care se întâlnesc mai des; cu o oarecare aproximație, ele se pot extinde și la forfecarea sub un unghi față de direcția fibrelor, în special la forfecarea transversală fibrelor.

Scanned with OKEN Scanner

Rezistența lemnului la forfecare sub unghiul α față de direcția fibrelor $R_{f\alpha}$, după unele date experimentale, poate fi exprimată prin rezistența la forfecare în lungul fibrelor R_f și transversal fibrelor $R_{f \cdot 90}$, cu formula

$$R_f \cdot \alpha = \frac{R_f}{1 + \left(\frac{R_f}{R_{f \cdot 90}} - 1\right) \sin^3 \alpha} \qquad (5.15)$$

Incercările îmbinărilor și probelor la rupere prin forfecare se făceau deobicei la o sarcină de scurtă durată. Aplicarea formulelor indicate mai sus la calculul construcțiilor de lemn supuse acțiunii de lungă durată a sarcinilor este bazată pe aceleași ipoteze generale ca la celelalte solicitări ale lemnului (vezi capitolul I din această parte).

Calculul îmbinărilor la strivire prin noua metodă nu diferă principial de cel arătat în normele și prescripțiile tehnice în vigoare. Formula de calcul va avea în acest caz forma :

$$N_{str} \leqslant m_{str} \cdot R_{str} \cdot \alpha \cdot F_{str} \qquad (5.16)$$

unde N_{str} — este efortul de calcul la strivire care acționează în planul de strivire F_{str}.

Rezistența de calcul a lemnului la strivire sub un unghi față de direcția fibrelor se poate determina prin formula :

$$R_{str} \cdot \alpha = \frac{R_{str}}{1 + \left(\frac{R_{str}}{R_{str} \cdot 90} - 1\right) \sin^3 \alpha} \qquad (5.17)$$

unde R_{str} și $R_{str \cdot 90}$ — sunt rezistențele de calcul ale lemnului la strivirea respectiv în lungul și transversal fibrelor (tabela 50).

Coeficientul condițiilor de lucru ale îmbinărilor la strivire pentru suprafețe plane se poate lua, în general, ca și pentru compresiune $m_{str} = 1$ având în vedere caracterul plastic al acestui fel de lucru al lemnului, care exclude pericolul supra-solicitărilor locale.

In cazurile în care suprafața de strivire are forma curbă, de exemplu la îmbinările cu pene inelare, sub jugurile curbe etc. suprafața de strivire F_{str} se ia egală cu proiecția suprafeței reale de strivire pe planul perpendicular efortului N_{str}. Coeficientul condițiilor de lucru la strivire în lungul fibrelor poate fi luat în aceste cazuri — pe baza rezultatelor încercărilor — $m_{str} = 0{,}7$. Eforturile unitare de strivire se repartizează neuniform după suprafața curbă, ceeace atrage necesitatea reducerii capacității portante a îmbinării, după cum s'a indicat mai sus.

Eforturile unitare de strivire din locaşele buloanelor se repartizează neuniform, atât pe perimetrul găurii, cât şi în lungul bulonului, situaţie care se analizează mai jos (v. capitolul IV, § 5).

2. *Imbinări cu prag*

Imbinările în prag se calculează la forfecarea şi strivirea elementelor care se îmbină. La îmbinările cu chertări frontale (prag frontal) există o presiune permanentă pe planurile de forfecare, creată de elementul comprimat, fapt care micşorează influenţa rezistenţelor de smulgere transversal fibrelor şi îmbunătăţeşte lucrul lemnului la forfecare. La îmbinările cu chertări frontale, coeficientul condiţiilor de lucru la forfecare se poate lua deaceea $m_f = 1$.

In cazul chertărilor frontale cu două praguri, condiţiile de lucru ale planurilor de forfecare superioare şi inferioare nu sunt aceleaşi. Pe planul inferior de forfecare se transmite din pragul 1 şi 2 toată forţa de forfecare care acţionează în îmbinare. In cazul când ambele praguri sunt bine păsuite, eforturile unitare de forfecare din planul inferior se repartizează mai uniform decât în cazul transmiterii întregului efort numai prin pragul 2. Totuşi, ţinând seama de posibilitatea ieşirii parţiale din lucru a primului prag, ca rezultat al păsuirilor defectuoase, trebue să se facă un calcul la forfecare în planul inferior, considerând că întreaga forţă se transmite prin el, adică un calcul ca pentru îmbinările cu un singur prag, luând coeficientul condiţiilor de lucru

$$m_f \approx 1{,}1 - 1{,}2$$

Prin planul superior de forfecare se transmite efortul din primul prag, care poate fi determinat repartizând efortul total din îmbinare proporţional cu suprafeţele de strivire ale pragurilor. Ţinând seama de eventualitatea ieşirii parţiale din lucru a pragului al doilea, ceeace duce la supraîncărcarea planului superior de forfecare, se ia, în acest caz, coeficientul condiţiilor de lucru $m_f = 0{,}8$.

Pentru simplificarea calculelor, după cum s'a mai indicat, se poate folosi pentru diferite tipuri de îmbinări rezistenţa medie a lemnului la forfecare pentru suprafaţa F_f şi nu rezistenţa maximă calculată pentru rapoarte limitate, între dimensiunile îmbinării. Pentru pragurile frontale se poate determina rezistenţa medie de calcul la forfecare cu aceleaşi rezerve asupra lungimii

Scanned with OKEN Scanner

de forfecare, ca și în prescripțiile tehnice în vigoare :

$$l_f = 2\,h \text{ sau } l_f = 4\,e$$

Rezistența medie de calcul la forfecare pentru acest caz se găsește cu formula indicată mai sus (5.12) :

$$R_f^{med} = \frac{R_f}{1+\beta\frac{l_f}{e}} = \frac{R_f}{1+0{,}25\times 4} = 0{,}5\ R_f$$

Dacă se folosește tabela 50, se obține pentru pin și brad :

$$R_f^{med} = 0{,}5 \times 24 = 12\ \text{kg/cm}^2$$

Rezistența de calcul a lemnului la strivire în pragurile frontale se poate determina, ca deobicei, cu formula (5.17) pentru $R_{str\cdot\alpha}$ luând $R_{str\cdot 90}$ din tabela 50 pentru cazul strivirii locale transversale fibrelor (strivirea parțială) cu lungimea planului de strivire de 10 cm sau mai mult.

Imbinările elementelor cu praguri laterale necesită condiții superioare de execuție și exploatare și sunt mai puțin sigure ca îmbinările în praguri frontale (chertări frontale). În acest caz lipsește presiunea permanentă din planurile de forfecare, ceeace înrăutățește condițiile de forfecare a lemnului. Pentru evitarea eforturilor mari de întindere transversală în planurile de forfecare, este necesar să se prindă cu buloane capetele elementelor. Buloanele trebue strânse periodic pentru a se asigura compresiunea permanentă în îmbinare. In aceste condiții, chertările se vor calcula la forfecare cu aceleași formule ca și pragurile frontale, luând valorile respective ale coeficientului β și rezistența de calcul a lemnului la forfecarea în lungul fibrelor. R_f.

La fixarea coeficientului condițiilor de lucru pentru acest tip de îmbinare, trebue luată în considerare posibilitatea unei oarecare slăbiri a bulonului din cauza uscării lemnului. In afară de aceasta, la îmbinările cu chertări laterale, forfecarea se face de fapt sub un unghi oarecare față de direcția fibrelor, în timp ce calculul se face pe baza rezistenței de forfecare în lungul fibrelor, ceeace deasemenea micșorează capacitatea portantă a îmbinărilor. Ținând seama de acești factori, coeficientul condițiilor de lucru la forfecare m_f se poate lua, pe baza rezultatelor încercărilor, în funcție de unghiul de înclinare al elementului comprimat astfel :

pentru unghi cu înclinare $\alpha \leqslant 25^0$ $m_f \approx 0{,}8$
" " " " $\alpha = 35^0$ $m_f \approx 0{,}6$
" " " " $\alpha = 45^0$ $m_f \approx 0{,}4$

Pentru unghiurile intermediare, se poate interpola.

Este raţional ca rezistenţa medie de calcul a lemnului la forfecare în lungul fibrelor pentru îmbinări cu chertări laterale să se stabilească cu aceeaş limitare a lungimii de forfecare, ca în prescripţiile tehnice în vigoare :

$$l_f = 5\ h \quad \text{sau} \quad l_f = 10\ e$$

In acest caz

$$R_f^{med} = \frac{R_f}{1 + 0{,}25 \cdot 10} = 0{,}29\ R_f\ ;\ R_f^{med} = 0{,}29 \times 24 = 7\ \text{kg/cm}^2$$

Strivirea lemnului la îmbinările cu chertări laterale se face în condiţii mai puţin favorabile decât la îmbinările în praguri frontale, din cauza influenţei mai mici a rezistenţei fibrelor în lungul elementului. Deaceea, rezistenţa de calcul a lemnului la strivirea transversal fibrelor când folosim formula (5.17) pentru $R_{str \cdot \alpha}$ trebue luată corespunzătoare unei striviri totale (pe toată suprafaţa) şi nu rezistenţa de strivire pe suprafeţe parţiale, ca în cazul pragurilor frontale.

3. *Imbinări cu pene prismatice*

Pentru îmbinarea grinzilor compuse se utilizează următoarele tipuri de pene prismatice de lemn : transversale de stejar (de presiune), longitudinale de stejar, longitudinale de pin (înclinate), deasemenea pene mari longitudinale la îmbinările cu rost între elemente. Imbinările cu pene se calculează la forfecarea şi strivirea lemnului elementelor care se îmbină şi a penelor, precum şi la întinderea buloanelor din împingerea penelor.

Calculul la forfecare al elementelor se face cu formulele generale (5.12) — (5.14), luând pentru elementele întinse — grinzile inferioare — coeficientul $\beta' = 0{,}25$, deoarece la grinzile întinse rezistenţele de forfecare se repartizează mai neuniform decât la cele comprimate. Braţul de pârghie al forţelor de forfecare se ia $e = 0{,}5$ h, unde h — este înălţimea secţiunii elementului întins.

Efortul de lunecare care acţionează în porţiunea respectivă a rostului grinzii compuse, din cauza aşezării neetanşe a penelor, se poate repartiza între pene neuniform. Acest lucru se ia în considerare în calculul la forfecare prin coeficientul m_f. Neuniformitatea repartizării efortului de forfecare este mai mare în cazul penelor longitudinale rigide şi mai mic în cazul penelor transversale de stejar.

Scanned with OKEN Scanner

Se poate lua:

— pentru elementele solidarizate cu pene longitudinale — $m_f = 0{,}7$;

— pentru elementele solidarizate cu pene transversale — $m_f = 0{,}85$.

Pentru simplificarea calculelor, se admite, ca şi pentru îmbinările în pene, să se calculeze o rezistenţă medie de calcul la forfecare R_f^{med}. Pentru elementele întinse ale grinzilor, când lungimea de forfecare este limitată la aceeaş valoare ca şi în cazul pragurilor frontale:

$$l_f = 2\ h$$

se obţine ca şi pentru îmbinările cu praguri frontale:

$$R_f^{med} = 0{,}5\ R_f = 12\ \text{kg/cm}^2$$

Forfecarea penelor se face sub acţiunea eforturilor de compresiune îndreptate în sensuri opuse, deaceea eforturile unitare de forfecare în pene se repartizează mai uniform. Calculul la forfecare al penelor se face cu aceleaşi formule (5.12)—(5.14), coeficientul β fiind luat $\beta = 0{,}125$.

Coeficientul condiţiilor de lucru ale penelor la forfecare se poate lua:

— pentru pene longitudinale $m_f = 0{,}8$

— pentru pene transversale $m_f = 0{,}9$

Raportul lungimii penei către înălţimea ei trebue să se ia $\frac{l_p}{h_p} \geqslant 2{,}5$.

Prin analogie, se poate calcula rezistenţa medie de calcul a penelor la forfecare în planul F_f, R_f^{med}, luând în calcule lungimea planului de forfecare:

$$l_f = 2{,}5\ h_p \quad \text{sau} \quad l_f = 5\ e,$$

întrucât braţul de pârghie al forţelor de forfecare la îmbinările fără rost este egal cu jumătatea înălţimii penei. Folosindu-se datele indicate, se obţine:

$$R_f^{med} = \frac{R_f}{1 + 0{,}125 \cdot 5} = 0{,}615\ R_f$$

Rezistenţa la forfecare a stejarului se poate obţine prin înmulţirea rezistenţei respective a bradului şi pinului prin coeficientul 1,3 (pe baza datelor experimentale generalizate de

TNIIMOD). Rezistența medie de calcul la forfecare pentru penele longitudinale de stejar (vezi tabela 50):

$$R_f^{med} = 24 \times 1{,}3 \cdot 0{,}615 = 19 \approx 20 \text{ kg/cm}^2$$

La fel, pentru penele transversale de stejar:

$$R_{f.\,90}^{med} = 0{,}5 \; R_f^{med} \approx 10 \text{ kg/cm}^2$$

Penele longitudinale înclinate de pin, la îmbinările fără rost între elemente, nu se calculează la forfecare, deoarece ele sunt supuse acțiunii eforturilor de compresiune aplicate la capetele lor și îndreptate în lungul fibrelor după axul penei. La îmbinările cu rost între elemente, penele mari longitudinale se pot pune drept sau înclinat față de elementele care se îmbină. In amândouă cazurile, ele trebue calculate la forfecare astfel cum s'a arătat mai sus. Pentru calculul penelor mari, atât al celor drepte cât și al celor înclinate, brațul de pârghie al forțelor de forfecare se ia egal cu $e = S_0 + h_t$, unde S_0 — este mărimea rostului, iar h_t — adâncimea tăieturii din element.

Valoarea împingerii penelor mici și penelor mari se stabilește ca deobicei din condiția egalității momentelor din perechea de forțe T_f care rotesc pana și a perechii de forțe H (împingere), care o mențin pe loc:

$$T_f \cdot e = Hl \tag{5.18}$$

unde e — este brațul de pârghie al cuplului de forfecare (T_f) care tind să rotească pana.

Buloanele care strâng elementele grinzii se calculează la întindere sub acțiunea forțelor H, ținând seama de rezistența de calcul a oțelului la întindere.

Calculul la strivire, atât a penelor, cât și a elementelor îmbinate, se efectuează cu formula indicată mai sus (5.18). Rezistențele de calcul la strivire ale pinului și bradului sunt indicate în tabela 50. Coeficientul de trecere pentru rezistența de calcul a stejarului la strivire în lungul fibrelor se poate lua egal cu 1,3, iar transversal fibrelor, egal cu 2.

Imbinările elementelor întinse cu pene metalice sudate, nituite sau bulonate de eclisele metalice și introduse în lemn n'au căpătat o largă răspândire la construcțiile civile și industriale din cauza siguranței lor reduse. Dificultatea păsuirii exacte a penelor în locașuri duce la o mare neuniformizare în repartiția eforturilor între pene. Forfecarea lemnului este însoțită de o smulgere transversală a fibrelor în planurile de forfecare, ceeace micșorează capacitatea portantă a îmbinării. In mod

practic, este imposibil să se asigure compresiunea permanentă a îmbinării prin buloane, deoarece, prin uscarea grinzilor, strângerea buloanelor slăbeşte.

Aceste elemente trebue luate în considerare la calculul îmbinărilor cu pene metalice prin fixarea corespunzătoare a coeficienţilor β şi m_f. Este necesar, deasemenea, ca la alcătuirea îmbinărilor să se ia în considerare influenţa mare a rezistenţelor de smulgere transversală a fibrelor, care apar în planul de forfecare când acesta are o lungime relativ mică $\frac{l_f}{e}$ (vezi capitolul IV § 1).

Braţul de pârghie al forţelor de forfecare la îmbinările cu eclise de ambele părţi se ia egal cu :

$$e = 0{,}25\ h$$

unde h — este grosimea elementului pe direcţia tăieturii penelor.

4. *Imbinări cu pene inelare netede*

Imbinările cu pene inelare netede au în U.R.S.S. o utilizare redusă din cauza siguranţei mici pe care o prezintă când execuţia sau calitatea materialului lasă de dorit.

La îmbinările cu pene inelare forfecarea lemnului este însoţită de smulgerea lemnului transversal fibrelor în planurile de forfecare, ca la îmbinările cu chertări laterale. Condiţia obligatorie la execuţie este strângerea efectivă a îmbinărilor, cu buloane aşezate în centrul penelor. Dacă această condiţie este respectată, calculul la forfecare a lemnului se poate face cu formulele generale de calcul (5.12) — (5.14), luând coeficientul $\beta = 0{,}25$ pentru elementele întinse ale îmbinărilor, când direcţia efortului care se transmite de pană este în lungul fibrelor şi $\beta = 0{,}125$ — pentru elementele comprimate ale îmbinării.

Lungimea planului de forfecare se ia pentru înlocuire în formula de calcul $l_f = d_0$, unde d_0 — este diametrul sâmburelui (diametrul interior al penei). Suprafaţa de calcul la forfecare se ia, convenţional, egală cu de două ori suprafaţa de forfecare a sâmburelui :

$$F_f = \frac{\pi d_0^2}{2},$$

plecând dela ipoteza că jumătate din efortul care acţionează asupra inelului i se transmite sâmburelui.

Braţul de pârghie al forţelor de forfecare se ia $e = 0{,}5\ h$, când penele intră în element pe o singură parte, iar când intră din două părţi, $e = 0{,}25\ h$, unde h — este grosimea elementului pe direcţia tăieturii.

Rezultatele experimentale în cazul îmbinărilor cu pene inelare confirmă justeţea acestei metode generalizate de calcul. Coeficientul condiţiilor de lucru la forfecare se poate lua pentru îmbinările cu una sau două pene inelare $m_f = 1$, iar pentru îmbinările cu trei pene $m_f = 0{,}8$. Rezistenţa de calcul a lemnului la forfecare în lungul fibrelor (cea maximă) se ia din tabela 50.

Calculul îmbinărilor la strivire — când direcţia efortului transmis de pană este în lungul fibrelor — se face cu formula generală (5.16) luând coeficientul condiţiilor de lucru indicat mai sus, pentru suprafeţe curbe de strivire $m_{str} = 0{,}7$. Suprafaţa de calcul la strivire se ia egală cu :

$$F_{str} = d_0 \cdot b_p$$

unde b_p — este lăţimea penei inelare.

Pe baza rezultatelor experimentale, capacitatea portantă a unei pene inelare, în cazul când direcţia efortului transmis de ea este transversală fibrelor elementului, se poate lua :

$$T_{p90} \approx 0{,}4\ T_p$$

unde T_p — este capacitatea portantă a penei în cazul lucrului ei în lungul fibrelor.

Rezistenţa lemnului la forfecare şi strivire sub un unghi faţă de direcţia fibrelor este legată de rezistenţele la forfecare şi strivire în lungul şi transversalul fibrelor prin formulele (5.15) şi (5.17). Pornind de aici, se poate folosi în mod aproximativ următoarea relaţie pentru stabilirea capacităţii portante a penelor, când efortul transmis de ele este sub un unghi α faţă de fibrele elementului :

$$T_{p\alpha} = \frac{T_p}{1 + \left(\frac{T_p}{T_{p\,90}} - 1\right)\sin^3\alpha} = \frac{T_p}{1 + 1{,}5\sin^3\alpha}$$

Aici T_p — este valoarea mai mică a capacităţii portante pentru cazul forfecării în lungul fibrelor, determinată de condiţiile de strivire şi forfecare la elementele comprimate (cu coeficientul $\beta = 0{,}125$).

Cu această formulă se calculează penele, atât la elementele comprimate, cât şi la cele întinse; pentru elementele întinse, capacitatea portantă a penelor se limitează la valoarea obţinută

pentru acestea din condiția de forfecare în lungul fibrelor (pentru coeficientul $\beta = 0,25$).

Acest procedeu de calcul se bazează pe faptul că la îmbinările elementelor sub unghi nu se întâlnește în mod practic o „schemă pură" de forfecare la întindere, cum se întâmplă la îmbinările elementelor în lungul fibrelor. Abaterea dela „schema pură" de forfecare la întindere îmbunătățește lucrul îmbinării la forfecare, datorită unei repartiții mai uniforme a rezistențelor de forfecare. Aceasta permite să se calculeze îmbinările în unghi — în toate cazurile — pe baza schemei de forfecare la compresiune, limitând capacitatea portantă maximă a penelor din elementele întinse prin condiția de forfecare în cazul întinderii „pure".

5. *Imbinări cu buloane* [1])

Până în prezent, normativele pentru determinarea capacității portante a îmbinărilor cu buloane se bazau pe ipoteza lucrului elastic al lemnului și al buloanelor. Totuși, s'a observat demult că rezultatele încercărilor îmbinărilor cu buloane nu confirmă această ipoteză. Pentru a lega rezultatele încercărilor cu ipotezele teoretice, trebuiau făcute aproximații asupra posibilității creșterii rezistențelor marginale de strivire și asupra suprasolicitării buloanelor.

Plecând dela principiile generale de calcul a construcțiilor de lemn pe baza primei stări limită (vezi capitolul V § 1), se poate propune metoda expusă mai jos pentru determinarea capacității portante a îmbinărilor cu buloane — bazată pe ipoteza lucrului elastico-plastic al lemnului la strivire în locașul buloanelor și a buloanelor la încovoiere.

In ceeace privește buloanele, ipoteza lucrului plastic trebue limitată de condiția ca acestea să nu fie supuse la acțiuni alternante. Pentru lemn nu trebue făcută această limitare, deoarece, în cazul eforturilor alternante, lucrează pe rând la strivire laturile opuse ale locașului. Prin urmare, lemnul lucrează de fapt la eforturi repetate de acelaș semn, ceeace se pare că nu atrage o micșorare suplimentară a rezistenței lui la acțiuni de durată (aici nu se cercetează fenomenul de obosire).

Axul buloanelor se ia rectiliniu până când se formează în ele articulații plastice — ceeace simplifică rezolvarea și permite să se cuprindă majoritatea schemelor de îmbinări în

[1]) In acest capitol, prin buloane se înțeleg toate mijloacele de solidarizare cilindrice sau prismatice relativ lungi, cum ar fi: bolțuri cilindrice metalice și din lemn (cepuri), bolțuri metalice tubulare, cuie etc (N.R.)

buloane care prezintă interes practic. Raportul dintre deformația marginală limită la strivire ε_{str}^{lim} și deformația convențională ε'^{lim}_{str} la trecerea din stadiul elastic de lucru în stadiul plastic (fig. 53), care caracterizează adâncimea zonei plastice, se ia

$$\frac{\varepsilon_{str}^{lim}}{\varepsilon'_{str}} = 2$$

De fapt, deformația marginală limită la strivirea lemnului în locașele pentru buloane este mult mai mare, ceeace dă o siguranță suplimentară capacității portante și compensează neglijarea deformațiilor buloanelor sub sarcină.

Ca și în alte cazuri, ipotezele indicate sunt juste pentru calculul îmbinărilor cu buloane, atât pentru sarcinile de scurtă durată, cât și pentru sarcinile de lungă durată. In primul caz, în calcule se introduce rezistența totală a lemnului la strivire R_{str}^{in}, în cazul 2 — rezistențele de durată R_{str}^{t}. Rezistența la încovoiere a buloanelor de oțel și a cuielor pare să fie aceeaș în ambele cazuri.

Rezistența de calcul la încovoiere a buloanelor de oțel și a cuielor este mărită convențional, pentru a se lua în considerare lucrul lor plastic. Pentru buloanele cilindrice de oțel, rezistența maximă posibilă, care corespunde unei plastificări totale a secțiunii, se micșorează în acest caz cu cca 20 %. Această reducere s'a făcut pe baza datelor experimentale pentru limitarea deformațiilor mari în stadiul lucrului plastic al buloanelor. Pentru cuie nu se cere această limitare.

Bolțurile cilindrice și dreptunghiulare de stejar se calculează la încovoiere ținând seama de lucrul lor plastic limitat la zona comprimată a secțiunii, ca și la alte cazuri de încovoiere a elementelor de lemn.

La elaborarea metodelor de calcul pe baza stărilor limită a îmbinărilor cu buloane au fost cercetate următoarele scheme: îmbinări cu o singură secțiune de forfecare, îmbinări cu două secțiuni de forfecare simetrice și îmbinări cu două secțiuni de forfecare antisimetrice. Alte cazuri întâlnite în practică — îmbinări cu multe secțiuni de forfecare simetrice și nesimetrice, se pot calcula în mod analog cu schemele principale cercetate.

S'a studiat cazul principal de lucru al îmbinărilor, când efortul care acționează are direcția în lungul fibrelor elementelor care se îmbină. Graficele de calcul obținute pentru acest caz (fig. 59—65) sunt valabile și pentru alte cazuri, când caracteristicile de deformabilitate a locașelor buloanelor pe direcția eforturilor care se transmit se pot lua egale pentru elementele care se

îmbină. Aceasta are loc pentru elementele care se îmbină prin buloane sub acelaş unghi, de exemplu elementele oblice ale cintrelor în arce, deasemenea pentru cuie — în toate cazurile, şi pentru bolţuri cilindrice de stejar — pentru un mare număr de unghiuri. În restul cazurilor, calculul îmbinărilor elementelor sub un unghi oarecare se poate face, pentru simplificare, cu aceleaşi grafice şi formule (vezi tabelele 51—52) cu introducerea coeficienţilor de corecţie analog cu prevederile prescripţiilor în vigoare.

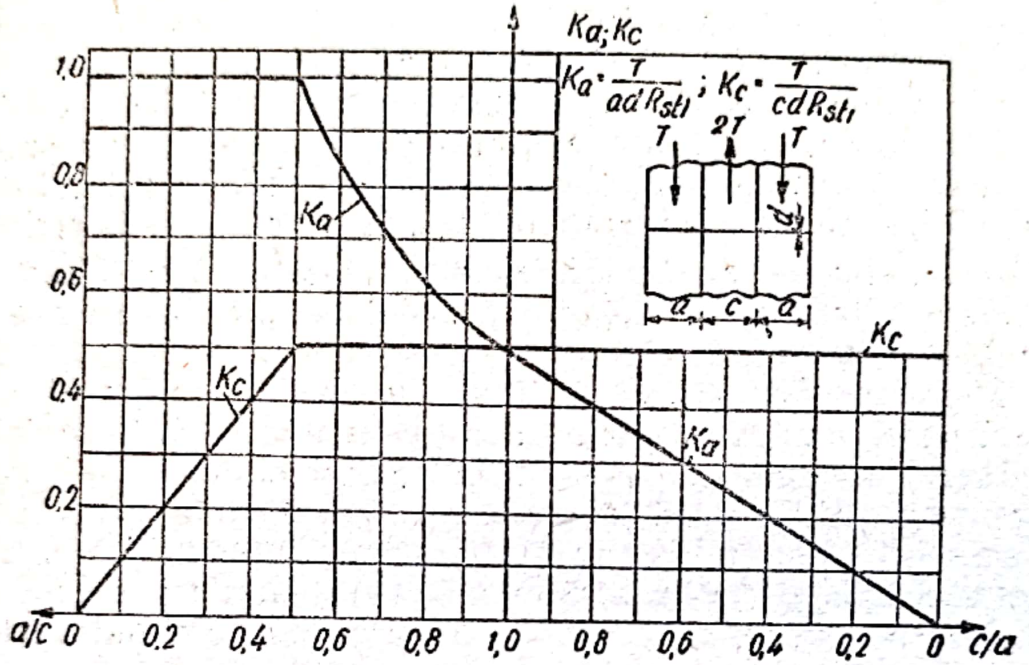

Fig. 59. Grafic pentru calculul îmbinărilor cu buloane cu două secţiuni de forfecare simetrice — la strivirea lemnului

Graficele permit să se determine capacitatea portantă a buloanelor în funcţie de dimensiunile geometrice ale îmbinărilor şi de rezistenţele de calcul la strivire ale lemnului şi ale buloanelor la încovoiere. Graficele tip I (fig. 59—61) sunt alcătuite pentru calculul îmbinărilor pornind dela condiţia de strivire a lemnului din locaşurile buloanelor. Prin rotunjirea rezultatelor acestor grafice (liniile punctate din grafice fig. 60 şi 61) se obţin formule de calcul simple pentru schemele principale de îmbinări cu buloane (v. tabela 51 şi capitolul „Capacitatea portantă în cazul general").

Graficele tip II (fig. 62—65) sunt făcute pentru calculul îmbinărilor, pornind dela condiţia de strivire a lemnului şi de încovoiere a buloanelor. Liniile drepte înclinate permit să se determine capacitatea portantă a buloanelor din condiţia

strivirii lemnului. Linia superioară curbă dă limita capacității portante a buloanelor din condiția încovoierii lor. Prin rotunjirea

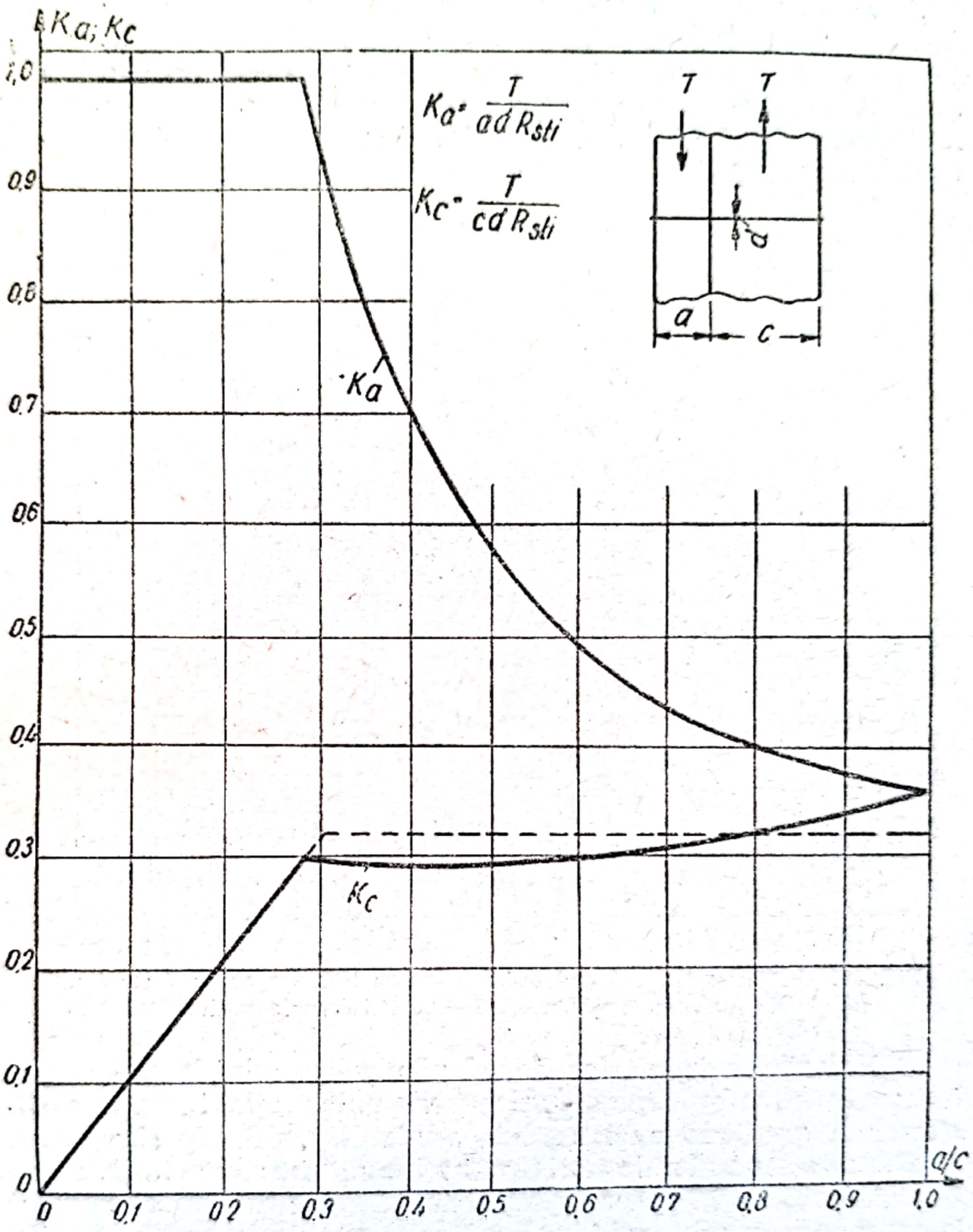

Fig. 60. Grafic pentru calculul îmbinărilor cu buloane cu o singură secțiune de forfecare — la strivirea lemnului

rezultatelor (liniile punctate din aceste grafice) s'au obținut formule de calcul și pentru cazurile condiționate de încovoierea

buloanelor (v. tabela 52, capitolul „Capacitatea portantă în cazul general").

Pentru simplificarea calculelor, s'au înlocuit în formulele indicate valorile numerice ale rezistențelor de calcul R_{str} și R_i pentru diferite tipuri de îmbinări cu buloane. Formulele obținute și întrucâtva rotunjite, pentru calculul îmbinărilor cu bolțuri metalice, bolțuri cilindrice de stejar și cuie sunt date în aceleași tabele 51 și 52.

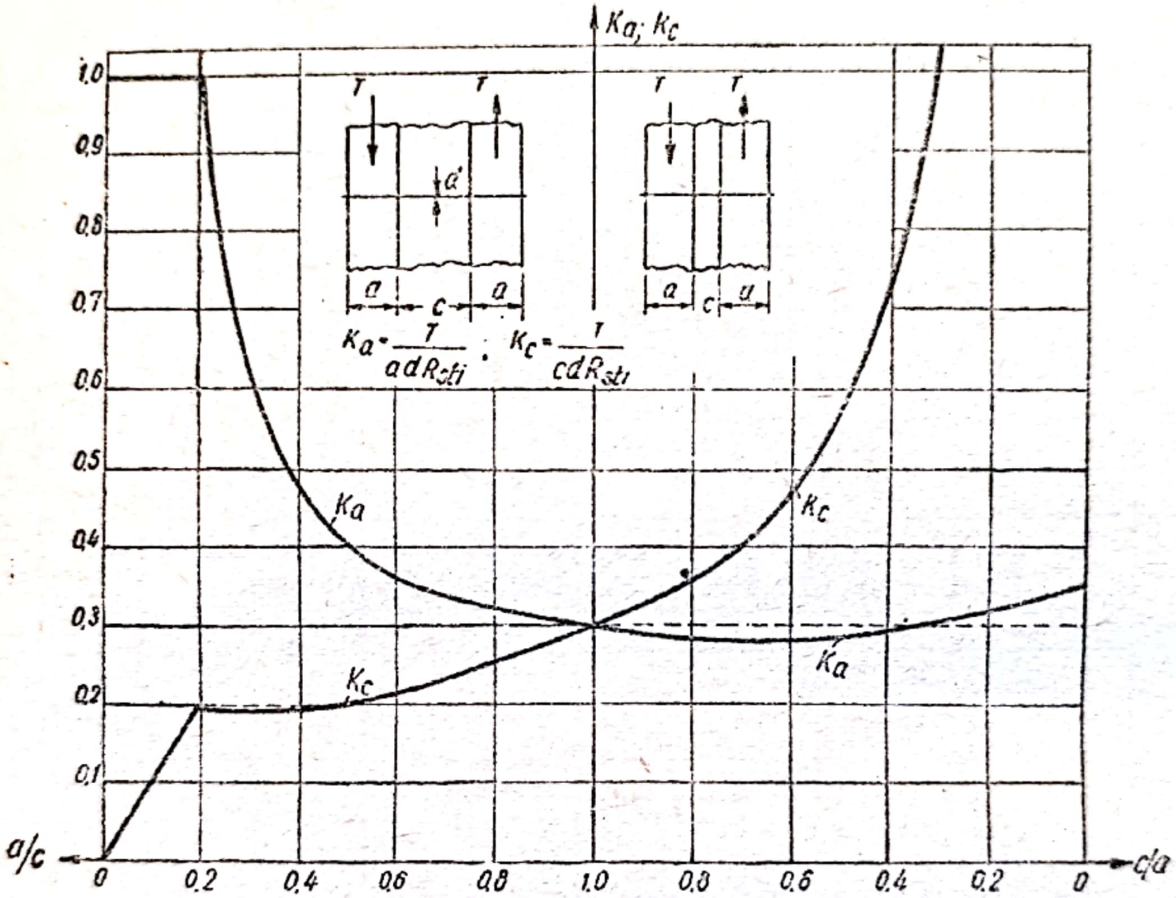

Fig. 61. Grafic pentru calculul îmbinărilor cu buloane cu două secțiuni de forfecare antisimetrice — la strivirea lemnului

Valorile rezistențelor de calcul ale lemnului la strivire în locașuri pentru buloane R_{str} și pentru buloane la încovoiere R_i s'au luat pe baza unei analize a rezultatelor experimentale. Rezistența lemnului la strivire în lungul fibrelor, în locașele buloanelor, este în general proporțională cu rezistența lemnului la compresiune în lungul fibrelor. Rezistența de durată la strivire pentru îmbinări în buloane cilindrice metalice cu diametrul de 12—25 mm se poate lua $R^t_{str} = 0{,}4\ R^{in}_c$ și pentru îmbinările în cuie $R^t_{str} = 0{,}3\ R^{in}_c$ unde R^{in}_c — este rezistența totală a lemnului la compresiune în lungul fibrelor.

Pentru obținerea rezistențelor de calcul la strivire R_{str} trebue determinată valoarea minimă posibilă R_c^{lu}. Prin analogie

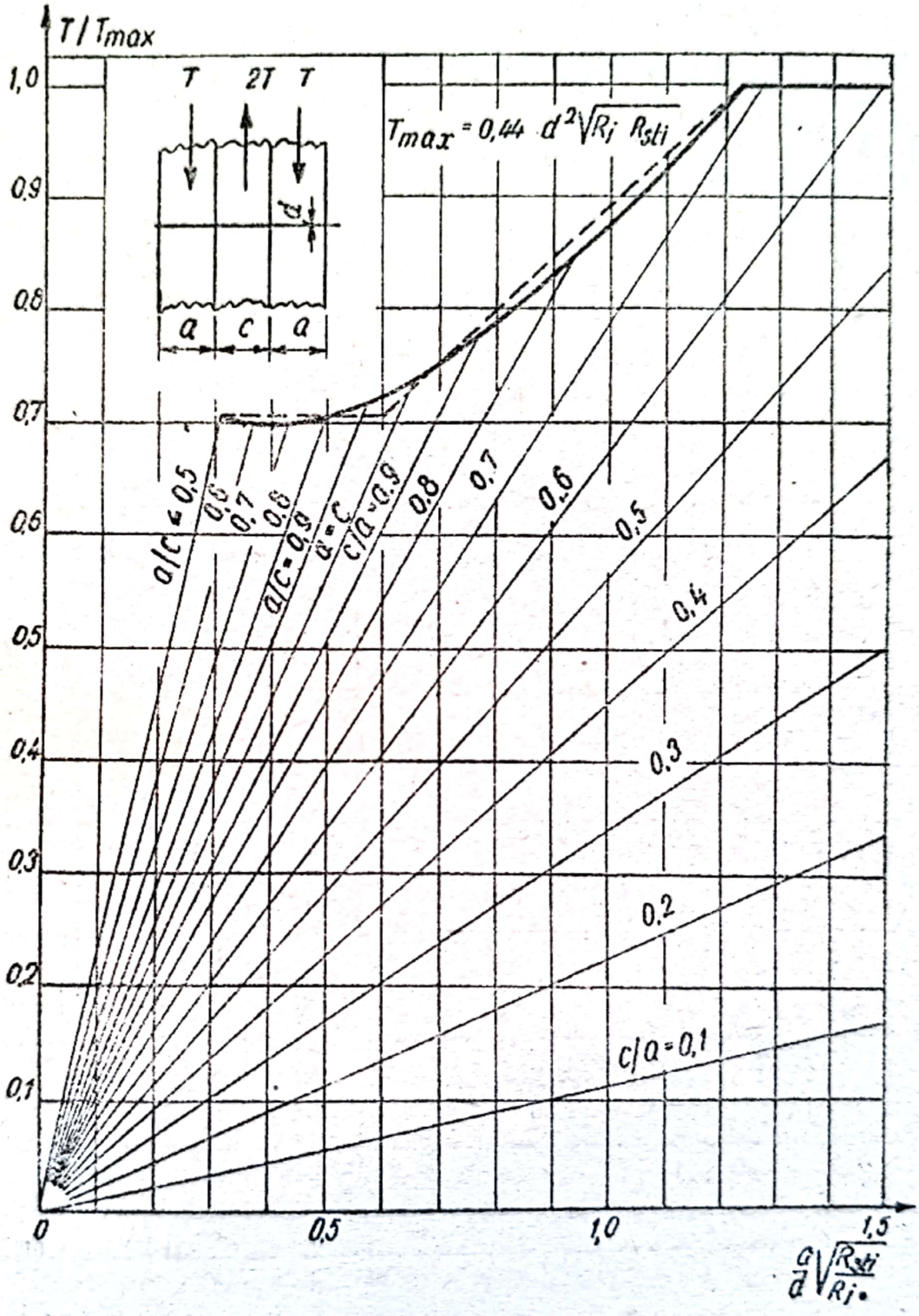

Fig. 62. Grafic pentru calculul îmbinărilor cu buloane cu două secțiuni de forfecare simetrice — la strivirea lemnului și încovoierea bulonului

cu cele expuse în capitolul II al acestei părți, se obține pentru lemnul uscat de pin și brad :

$$R_c^{min} = R_c^{in}\left(1 - \frac{2v}{100}\right) = 400\left(1 - \frac{2 \cdot 13}{100}\right) \approx 300 \text{ kg/cm}^2$$

Aici s'a luat în considerare micșorarea rezistenței medii cu două

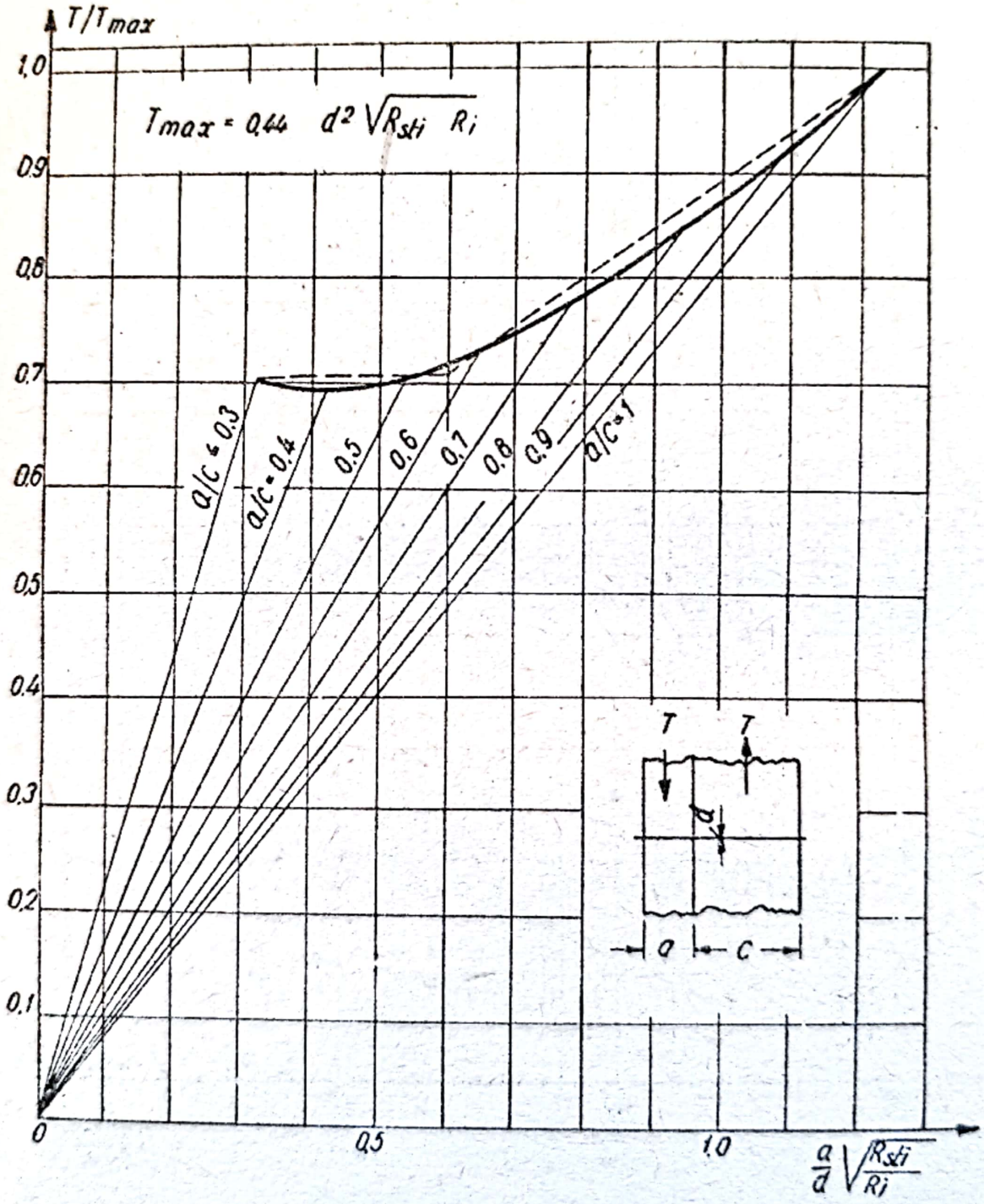

Fig. 63. Grafic pentru calculul îmbinărilor cu buloane, cu o singură secțiune de forfecare — la strivirea lemnului și încovoierea bulonului

standarde (și nu cu $2\frac{1}{4}$ standarde ca în capitolul II al acestei părți), ținând seama de condițiile mai favorabile de lucru ale îmbinărilor, care constau dintr'o serie de elemente și buloane care conlucrează.

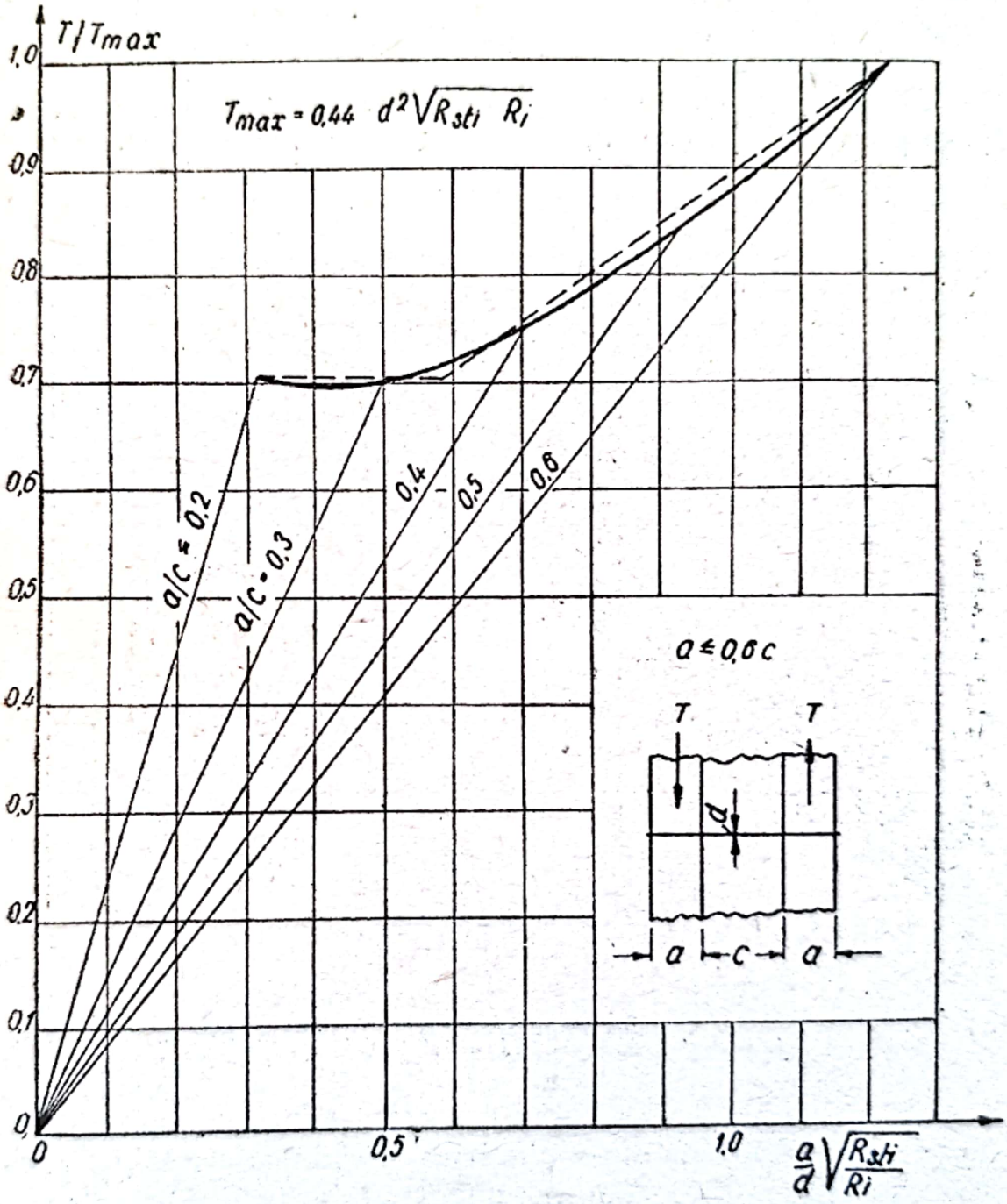

Fig. 64. Grafic pentru calculul îmbinărilor cu buloane antisimetrice, cu două secțiuni de forfecare — la strivirea lemnului și încovoierea bulonului pentru $a \leqslant 0{,}6$ c

Dacă se folosește valoarea R_c^{min} găsită, se obține rezistența de calcul la strivire în lungul fibrelor pentru îmbinările cu buloane metalice:

$$R_{str}^{t} \approx 0{,}4 \times 300 = 120 \text{ kg/cm}^2$$

și pentru îmbinările în cuie:

$$R_{str}^{t} \approx 0{,}3 \times 300 = 90 \text{ kg/cm}^2$$

Pe baza rezultatelor experimentale, strivirea uniformă pe toată grosimea elementelor din locașele buloanelor, pentru îmbi-

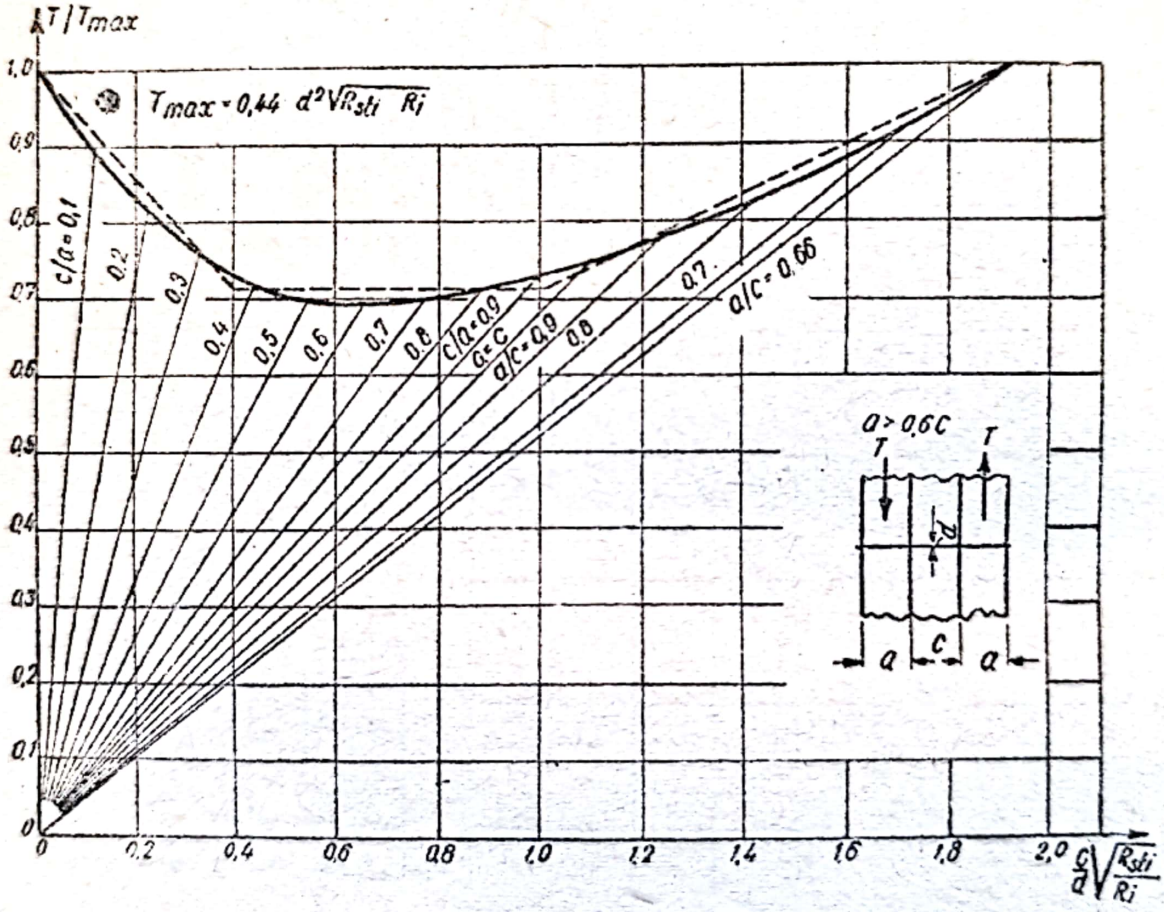

Fig. 65. Grafic pentru calculul îmbinărilor cu buloane antisimetrice cu două secțiuni de forfecare — la strivirea lemnului și încovoierea bulonului pentru $a > 0{,}6\,c$

nările cu buloane metalice cilindrice, trebue să fie limitată de valoarea $R_{str}^{t} = 0{,}8 \times 120 \approx 100 \text{ kg/cm}^2$ — din condiția de forfecare și despicare a elementelor.

Ținând seama, pe de o parte, de variația limitei de curgere a oțelului, iar pe de altă parte, de limitarea lucrului plastic la

încovoiere, rezistența de calcul a buloanelor cilindrice metalice la încovoiere se poate lua $R_i = 2\,800$ kg/cm². Pentru cuie se poate lua $R_i = 8\,300$ kg/cm², ceeace se explică prin limita de curgere ridicată a sârmei trase la rece și prin faptul că se consideră plastificarea totală a cuielor la încovoiere.

Rezistența de calcul la strivire transversal fibrelor bolțurilor cilindrice de stejar și a celor lamelare se poate lua $R_{str} = 60 - 75$ kg/cm². Această valoare R_{str} este, ca și în cazurile precedente, valoarea minimă probabilă a rezistenței de durată (în timp).

Tabela 57

Capacitatea portantă de calcul a cuielor și buloanelor cilindrice, din condiția de strivire a lemnului

Schema de lucru a îmbinării	Cazul de calcul	Capacitatea portantă				Observațiuni
		In cazul general	Buloane de oțel	Cuie	Cuie de stejar	
Imbinare simetrică (fig. 59)	Strivire în elementul de mijloc	$0{,}5\ cdR_{str}$	$50\ cd$	$50\ cd$	$30\ cd$	
	Strivire în elementul marginal	adR_{str}	$100\ ad$	$100\ ad$	$60\ ad$	
Imbinare cu o singură secțiune de forfecare (fig. 60)	Strivire în elementul cu grosimea mai mare	$0{,}32\ cdR_{str}$	$40\ cd$	$30\ cd$	$20\ cd$	
	Strivire în elementul cu grosimea mai mică	adR_{str}	$100\ ad$	$100\ ad$	$60\ ad$	
Imbinare nesimetrică cu două secțiuni de forfecare (fig. 61)	Strivire în elementul de mijloc: a) în cazul $a = c$ b) în cazul $a \leqslant 0{,}5\ c$	$0{,}3\ cdR_{str}$ $0{,}2\ cdR_{str}$	$40\ cd$ $25\ cd$	$30\ cd$ $20\ cd$	$20\ cd$ $12\ cd$	In cazul $c > a > 0{,}5c$ — prin interpolare
	Strivire în elementul marginal: a) în cazul $a \geqslant c$ b) în cazul $a \leqslant 0{,}2c$	$0{,}3adR_{str}$ adR_{str}	$40\ ad$ $100\ ad$	$30\ ad$ $100\ ad$	$20\ ad$ $60\ ad$	In cazul $c > a > 0{,}2c$ — nu se verifică

Tabela 52

Capacitatea portantă de calcul a cuielor și buloanelor cilindrice, din condiția de încovoiere a bulonului

Schema de lucru a îmbinării	Capacitatea portantă				Observațiuni
	In cazul general	Buloane de oțel	Cuie	Buloane de stejar	
Îmbinări simetrice și cu o singură secțiune de forfecare, precum și îmbinări nesimetrice cu două secțiuni de forfecare, în cazul $a \leqslant 0{,}6\,c$	Pentru $\frac{a}{d} \geqslant 1{,}23 \sqrt{\frac{R_i}{R_{str}}}$ — T_{max}	Pentru $\frac{a}{d} \geqslant 6$ — $250\,d^2$	Pentru $\frac{a}{d} \geqslant 12$ — $380\,d^2$	Pentru $\frac{a}{d} \geqslant 3$ — $65\,d^2$	Pentru valori intermediare $\frac{a}{d}$ — prin interpolare
	Pentru $\frac{a}{d} \leqslant 0{,}6 \sqrt{\frac{R_i}{R_{str}}}$ — $0{,}71\,T_{max}$	Pentru $\frac{a}{d} \leqslant 3$ — $180\,d^2$	Pentru $\frac{a}{d} \leqslant 6$ — $270\,d^2$	Pentru $\frac{a}{d} \leqslant 1{,}5$ — $45\,d^2$	
Îmbinări nesimetrice cu două secțiuni de forfecare, în cazul $a > 0{,}6\,c$	Pentru $\frac{c}{d} = 0$ — T_{max}	Pentru $\frac{c}{d} = 0$ — $250\,d^2$	Pentru $\frac{c}{d} = 0$ — $380\,d^2$	Pentru $\frac{c}{d} = 0$ — $65\,d^2$	Pentru valori intermediare $\frac{c}{d}$ — prin interpolare
	Pentru $\frac{c}{d}$ = dela $0{,}4 \sqrt{\frac{R_i}{R_{str}}}$ până la $\frac{R_i}{R_{str}}$ — $0{,}71\,T_{max}$	Pentru $\frac{c}{d} = 2$ până la 5 — $180\,d^2$	Pentru $\frac{c}{d} = 4$ până la 10 — $270\,d^2$	Pentru $\frac{c}{d} = 1$ până la 2,5 — $45\,d^2$	
	Pentru $\frac{c}{d} \geqslant 1{,}94 \sqrt{\frac{R_i}{R_{str}}}$ — T_{max}	Pentru $\frac{c}{d} \geqslant 10$ — $250\,d^2$	Pentru $\frac{c}{d} \geqslant 20$ — $380\,d^2$	Pentru $\frac{c}{d} \geqslant 5$ — $65\,d^2$	

Rezistența de calcul a bolțurilor de stejar la încovoiere se poate lua $R = 500$ kg/cm². Rezistența totală a buloanelor la încovoiere nu poate fi totuși utilizată, deoarece ruperea lor se face deobicei înainte, din forfecare însoțită de compresiune locală și smulgerea fibrelor. Această situație se ia în considerare în formulele de calcul prin fixarea valorii maxime a capacității portante a bolțurilor cilindrice de stejar (tabela 52).

Capacitatea portantă a lamelor de stejar de dimensiuni obișnuite se stabilește din condiția de strivire:

$$T_{lam} \approx 0{,}36 \times 75 \frac{l_{lam}\, b_{lam}}{2} \approx 14\, l_{lam}\, b_{lam} \qquad (5.20)$$

unde l_{lam} și b_{lam} — este lungimea și lățimea lamelei.

Coeficientul 0,36 din formulă s'a luat din graficul pentru îmbinările cu o singură secțiune de forfecare și cu grosimi egale ale elementelor ce se îmbină:

$$a = c = \frac{l_{lam}}{2} \qquad \text{(fig. 60)}$$

Imbinarea elementelor care se întâlnesc sub un unghi oarecare și care se solidarizează cu buloane, se calculează, după cum s'a arătat mai înainte, cu aceleași formule (tabela 51 și 52) introducând coeficienți de corecție. Coeficienții care depind de unghiul de strivire a elementului de către buloane, se pot lua aproximativ aceiași ca și cei din prescripțiile tehnice în vigoare. Trebue măriți întrucâtva coeficienții pentru bolțurile de stejar. Coeficienții de corecție pentru introducerea în calcule a unghiului de strivire al elementului, ca și corecțiile pentru esența și umiditatea lemnului, durata scurtă de acțiune a sarcinilor și altele, se aplică direct lemnului. La calculul îmbinărilor din condiția de strivire a lemnului, aceste corecții se introduc în întregime, iar la calculul din condiția de încovoiere a bulonului se introduce rădăcina pătrată a coeficienților de corecție.

Capacitatea portantă de calcul a îmbinărilor cu buloane și în special a celor în cuie, la construcțiile de lemn care vor fi supuse în general numai la acțiunea sarcinilor permanente, trebue micșorată ținând seama de deformațiile mari ale îmbinărilor (capitolul V § 1).

La calculul îmbinărilor cu buloane, la eforturile care schimbă de semn (eforturile alternante), rezistența de calcul a buloanelor la încovoiere, prin urmare și capacitatea portantă

de calcul a lor, trebue micşorate pentru a elimina lucrul plastic al buloanelor.

Pentru dimensiunile curente ale buloanelor şi elementelor, pe baza metodei de calcul expuse, pot fi alcătuite tabele care să dea valorile de calcul pentru capacitatea lor portantă.

V. Calculul construcţiilor de lemn

1. *Observaţii generale*

Calculul construcţiilor de lemn după stările limită la rezistenţă, stabilitate şi deformaţii se face pe baza considerentelor principiale, caracteristicilor de calcul ale lemnului şi a formulelor de calcul al elementelor şi îmbinărilor, expuse mai sus. Elementele metalice şi piesele construcţiilor de lemn, cu excepţia buloanelor metalice, se calculează conform indicaţiilor pentru construcţiile metalice (partea a IV-a). Metoda de calcul a buloanelor metalice făcând parte din îmbinările construcţiilor de lemn este expusă mai sus (partea a V-a capitolul IV § 5).

Calculul pe baza capacităţii portante la rezistenţă şi stabilitate constă deobicei din două faze: calculul static al construcţiilor pentru determinarea eforturilor care acţionează în elemente şi îmbinări şi calculul diferitelor elemente, îmbinări, detalii. Calculul static al construcţiilor de lemn, atât al celor static determinate, cât şi al celor static nedeterminate — grinzi continue, grinzi compuse etc., se face în ipoteza lucrului elastic al lemnului. La baza acestei ipoteze stau considerentele expuse mai sus, care se referă la influenţa defectelor lemnului şi în special a nodurilor asupra rezistenţei şi deformaţiilor elementelor de lemn (capitolul II al acestei părţi).

Deformaţiile îmbinărilor elastice — în special ale celor cum ar fi spre exemplu: îmbinările cu bolţuri de lemn etc. — nu se supun legii proporţionalităţii. Totuşi, pentru simplificarea calculelor se poate admite şi pentru îmbinări aproximaţia proporţionalităţii dintre eforturi şi deformaţii. Drept caracteristică de deformabilitate a îmbinărilor trebue, în acest caz, considerată valoarea $\frac{\delta_c}{T_c}$ unde δ_c — este deformaţia îmbinării în cazul utilizării totale a capacităţii portante T_c — luând în consideraţie şi creşterea deformaţiilor din acţiunea de lungă durată a sarcinii.

In acest caz, prin calculul pe baza stării limită a construcţiilor şi îmbinărilor se vor obţine rezultate exacte. In cazul

utilizării incomplecte a capacității portante a îmbinărilor, în special la calculul pe baza deformațiilor (a doua stare limită), acest procedeu dă deformații ceva mai mari deoarece acestea cresc în realitate repede odată cu creșterea sarcinii. Precizarea deformațiilor din punct de vedere practic n'ar fi justificată, deoarece lucrul îmbinărilor — în special în cazul acțiunii de durată a sarcinii — nu este suficient studiat și totodată se observă o mare diversitate a rezultatelor încercărilor.

Deformația δ_c' sub acțiunea efortului T_c' mai mic decât T_c pe baza ipotezei adoptate va fi :

$$\delta_c' = \delta_c \frac{T_c'}{T_c} = T_c' \frac{\delta_c}{T_c}$$

Pe baza datelor experimentale existente, deformațiile de calcul ale îmbinărilor de lunecarea în cazul utilizării capacității portante totale a solidarizărilor se pot lua :

pentru îmbinări în prag circa. . . .	1,5 mm
pentru îmbinări în bolțuri de lemn circa	2 mm
pentru îmbinări în pene circa	3 mm
pentru îmbinări în pene mari circa .	4 mm

La aceste valori se ține seama parțial de creșterea deformațiilor sub sarcină în decursul timpului. Pentru calculul construcțiilor numai la acțiunea sarcinilor permanente, valorile deformațiilor de calcul ale lemnului și îmbinărilor trebue mărite suplimentar. Pentru reducerea rigidității construcției se poate adopta o corecțiune egală cu circa 0,8. Modulul de elasticitate de calcul al lemnului trebue înmulțit cu acest coeficient de corecție, iar deformațiile de calcul ale îmbinărilor trebue împărțite la acest coeficient.

Același coeficient de corecție trebue introdus în valorile rezistenței lemnului și ale capacității portante a îmbinărilor (vezi capitolele II și IV § 5). In acest caz, dacă se micșorează capacitatea portantă a îmbinăril T_c prin înmulțirea cu coeficientul indicat, valorile δ_c nu se măresc, deci rezultatul este aceeaș caracteristică de calcul a deformabilității $\frac{\delta_c}{T_c}$.

Valoarea indicată a coeficienților de corecție este, într'o oarecare măsură, aproximativă, deoarece ea cuprinde în mod necesar fenomenul larg al factorilor constructivi și al altor factori, ca de exemplu diferitele condiții de lucru ale lemnului, diferitele tipuri de îmbinări, diferitele condiții și durate de exploatare a construcțiilor. In orice caz, luarea în considerare

Scanned with OKEN Scanner

a creşterii deformaţiilor construcţiilor de lemn este obligatorie, însă diferenţierea coeficienţilor de corecţie pentru diferitele cazuri ar fi prematură până când nu se va ajunge să se culeagă date experimentale suficiente. Introducerea aceleiaş corecţiuni în valorile de calcul ale modulului de elasticitate şi ale rezistenţelor lemnului păstrează constanţa raportului lor.

Cele arătate mai sus asupra determinării deformaţiilor elementelor, îmbinărilor şi, pe baza lor, a construcţiilor întregi, sunt valabile, atât pentru calculul static al construcţiilor care are ca scop determinarea eforturilor care acţionează în ele, cât şi pentru calculul valorilor absolute ale deformaţiilor (calculul pe baza celei de a doua stări limită).

Adoptarea coeficientului de corecţie general pentru luarea în considerare a creşterii deformaţiilor lemnului şi a solidarizărilor lasă nemodificat raportul $\frac{E\delta_c}{T_c}$ care intră în expresia ce introduce în calcule influenţa elasticităţii legăturilor din elementele şi construcţiile cu secţiune compusă. Din această cauză îşi păstrează valoarea lor, de exemplu, coeficienţii de reducere a flexibilităţii barelor compuse, formulele pentru determinarea eforturilor în legăturile elementelor compuse etc. Influenţa deformabilităţii mari a lemnului şi îmbinărilor asupra capacităţii portante a elementelor comprimate şi a celor supuse la compresiune cu încovoiere se ia în considerare în cazurile acţiunii de lungă durată a sarcinilor, după cum s'a spus mai sus, prin micşorarea rezistenţei de calcul şi a modulului de elasticitate al lemnului (capitolul III al acestei părţi). Acest lucru este valabil şi pentru construcţiile întregi supuse la compresiune cu încovoiere, de exemplu, arce, bolţi. In alte cazuri, creşterea deformaţiilor nu atrage mărirea eforturilor (momentelor încovoietoare), ceeace se întâmplă în special la construcţiile solicitate la încovoiere.

Pentru calculul la rezistenţă al diferitelor secţiuni ale elementelor, între care al celor comprimate şi încovoiate, după cum s'a indicat mai sus, trebue să se ţină seama de slăbirea secţiunilor prin noduri în raport cu care sunt fixate rezistenţele de calcul ale lemnului. Această particularitate a construcţiilor de lemn — trecerea în stare limită a secţiunilor cu noduri, în timp ce elementele şi construcţia în întregime sunt solicitate relativ slab — nu permite să se ţină seama de retransmiterea eforturilor între elemente, deci nici de deformaţiile plastice ale lemnului.

La o grindă continuă de lemn supusă încovoierii, momentele încovoietoare maxime acţionează în secţiunile reazemelor inter-

mediare. Dacă lemnul n'ar fi avut defecte, din cauza deformației plastice limitate a porțiunilor de grindă solicitate la maximum în stare limită, s'ar produce o oarecare micșorare a momentelor negative și o mărire a celor pozitive. Totuși, la elementele de construcție din lemn de calitate obișnuită, este necesar să se țină seama de posibilitatea ruperii secțiunilor de reazem a grinzii — slăbite prin noduri — la rezistențe mijlocii, care exclud posibilitatea deformațiilor plastice ale porțiunilor alăturate. In legătură cu aceasta nu trebue să se conteze pe o retransmitere esențială a momentelor încovoietoare din grindă, chiar în stare limită. Existența slăbirilor locale ale secțiunilor de calcul prin tăieturi etc., confirmă și mai mult cele expuse.

Din cauza aceloraşi considerații, şi la sistemele din bare static nedeterminate ca şi la alte sisteme, nu se poate conta pe retransmiterea eforturilor între elemente, din cauza deformațiilor plastice ale acestora. Practic, nu trebue să se conteze nici pe deformațiile plastice ale solidarizărilor elementelor în noduri, în planurile de îmbinare etc., cu toate că unele tipuri de îmbinări, de exemplu îmbinarea în cuie, au un caracter de lucru plastic clar în stare limită.

La baza neglijării lucrului plastic al îmbinărilor stau următoarele considerente: în primul rând, este de dorit să se limiteze deformațiile îmbinărilor care duc la deranjarea nodurilor și îmbinărilor și la deformații ale întregii construcții. In al doilea rând, trebue avut în vedere că deformațiile plastice ale îmbinărilor, în cazul utilizării totale a capacităților portante, sunt începutul ruperii. Din aceste considerente rezultă că este necesar să se dea toată atenția ori de câte ori se consideră lucrul plastic al îmbinărilor.

Este necesar, totuşi, să se țină seama în calcule de deformațiile elastice convenționale ale îmbinărilor, după cum s'a spus mai sus. Neglijarea acestui lucru ar duce la greşeli esențiale la determinarea eforturilor la construcțiile static nedeterminate, deasemenea la determinarea deformațiilor tuturor tipurilor de construcții complexe, între care şi a celor static determinate, ca, de exemplu, fermele obişnuite cu o singură deschidere.

Mai jos se expun metodele de calcul ale grinzilor compuse cu îmbinări elastice pe baza stărilor limită, care permit să se determine suficient de simplu capacitatea portantă a grinzilor, a eforturilor din legături, a săgeților și să se țină seama de influența contrasăgeții.

Scanned with OKEN Scanner

2. *Grinzi compuse*

Grinzile de lemn alcătuite din scânduri sau din grinzi îmbinate prin legături elastice — bolțuri, pene — sunt construcții static nedeterminate, chiar în cazurile când față de forțele exterioare ar fi static determinate, ca, de exemplu, grinzile simplu rezemate pe două reazeme. Repartiția eforturilor unitare normale în elementele longitudinale ale grinzilor compuse nu depinde numai de forțele exterioare și de forma secțiunii, dar și de tipul, numărul și amplasarea legăturilor. Eforturile din legături, la rândul lor, depind de acești factori. (Cele expuse nu se referă la grinzile încleiate, care se pot considera în mod practic ca grinzi întregi, din cauza lipsei deplasărilor între elemente din rosturile încleiate).

Eforturile din diferitele legături care îmbină elementele grinzilor compuse depind, deasemenea, de gradul de conlucrare al legăturilor. In cazul amplasării neexacte a legăturilor, unele din ele vor fi suprasolicitate iar altele vor fi solicitate mai puțin.

Lucrul sub sarcină al grinzilor compuse se caracterizează în general prin eforturi unitare normale în secțiunile transversale ale elementelor longitudinale, prin efortul în legături și deformațiile grinzii în întregime, care apar, atât din cauza deformațiilor elementelor, cât și a îmbinărilor.

Capacitatea portantă a grinzilor compuse — ca rezistență a elementelor longitudinale — poate fi determinată ținând seama de influența deplasărilor elementelor în rosturi pe baza ipotezei generale de lucru elastico-plastic al lemnului (capitolul I al acestei părți, fig. 53). Analiza influenței defectelor lemnului și în general a nodurilor arată că capacitatea portantă a grinzilor compuse — pentru aceleași defecte (raportate la dimensiunile diferitelor elemente) — se micșorează într'un grad mai mic decât capacitatea portantă a elementelor întregi. Aceasta se explică prin ajutorarea elementelor slăbite prin defecte de către cele vecine, mai rezistente și mai rigide; este puțin probabil ca aceleași defecte, de exemplu noduri, să ia naștere în aceleași secțiuni ale grinzii, simultan în toate elementele.

Pentru calculele practice ale elementelor longitudinale ale grinzilor compuse la rezistență, este comod să se folosească formula generală de calcul indicată mai sus (5.1):

$$M \leqslant m_l R_l W_{net}$$

ținând seama de influența factorilor arătați mai sus prin coefi-

cientul condițiilor de lucru la încovoiere m_i, cum se va arăta mai jos.

Capacitatea portantă a grinzilor la rezistența îmbinărilor elementelor în rosturi poate fi determinată pe baza celor expuse mai sus, în ipoteza legii proporționalității deformațiilor lemnului și a îmbinărilor. In cazul general, expresia pentru verificarea capacității portante a grinzilor pe baza rezistenței îmbinărilor adaptată metodei de calcul pe baza stării limită, se poate scrie sub forma:

$$\frac{MS}{I} \leqslant m_{leg} \cdot n_c \cdot T_c \qquad (5.21)$$

In acest caz, în partea stângă $\frac{MS}{I}$ — este expresia pentru forțele de lunecare în rostul cercetat — pe lungimea dela reazem până în secțiunea cu momentul maxim M, în ipoteza grinzii lucrând ca întreagă, fără deplasarea elementelor în rosturi. In partea dreaptă, $m_{leg} \cdot n_c \cdot T_c$ — este capacitatea portantă a legăturilor în număr de n_c pe aceeaș lungime a rostului; T_c — este capacitatea portantă de calcul a unei legături în rost.

In coeficientul condițiilor de lucru ale legăturilor în rosturile grinzii m_{leg}, trebue luați în considerare, în general, doi factori care influențează valoarea eforturilor din legături. Pe de o parte, efortul de lunecare din rostul grinzii compuse este mai mic decât efortul dintr'o grindă monolitică (de exemplu, o grindă încleiată) de aceeaș secțiune, deoarece prin deformația îmbinărilor și deplasărilor reciproce ale elementelor în rosturi, o parte din sarcinile care acționează asupra grinzii compuse sunt preluate de elemente care lucrează ca grinzi independente. Pe de altă parte, legăturile în rosturi sunt încărcate neuniform pentru orice schemă de încărcare și diagramă a forțelor tăietoare și capacitatea lor portantă nu poate fi utilizată complect. Acest lucru se explică prin aceea că deplasările elementelor în rosturi, care condiționeazā valorile eforturilor din legături, ating valoarea maximă la reazeme și se micșorează treptat (în cazul sarcinii simetrice) către mijlocul deschiderii. Prin urmare, în partea centrală a deschiderii, legăturile sunt totdeauna solicitate incomplect, independent de numărul lor.

Dacă se neglijează (în mod acoperitor) primul factor — descărcarea legăturilor în contul lucrului independent al elementelor — și dacă se consideră că săgeata grinzii variază sinusoidal în lungul deschiderii, iar deplasările din rosturi variază după legea cosinusului, atunci coeficientul special m_{lev} va fi egal cu raportul suprafețelor (fig. 66): al suprafeței ABD

a diagramei deplasărilor din rosturi care exprimă efortul de deplasare preluat în mod real de legături și al suprafeței dreptunghiului ABCD, care reprezintă capacitatea portantă potențială a tuturor legăturilor, în cazul utilizării lor totale.

$$m_{leg} = \frac{2}{\pi} \approx 0{,}65 \qquad (5.22)$$

aici trebue reținut că $\frac{\pi}{2} \approx 1{,}5$ — care este analog, însă invers ca valoare, coeficientului normelor în vigoare, s'a obținut pe baza aceloraşi ipoteze. In cazul utilizării numai a coeficientului indicat m'_{leg} se obține un coeficient de siguranță suplimentar al legăturilor din grinzile fără contrasăgeată, încărcate cu o sarcină uniform repartizată pe deschidere. In alte cazuri, de exemplu pentru sarcini concentrate mari lângă reazem, deasemenea în cazul execuției grinzilor cu contrasăgeată — încovoierea prealabilă în sus a diferitelor elemente — legăturile pot fi nu numai utilizate în întregime, dar și suprasolicitate (vezi mai jos).

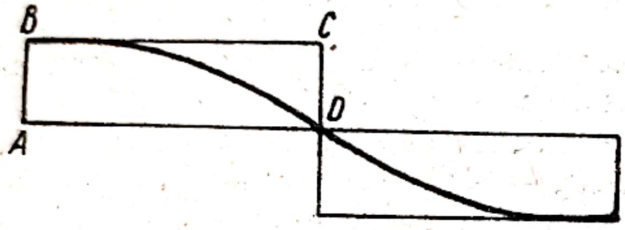

Fig. 66. Diagrama eforturilor de forfecare în rostul grinzii compuse

Din cauza deformațiilor îmbinărilor în rosturile grinzii, săgeata grinzii compuse cu legături elastice este mai mare decât aceea a unei grinzi întregi de aceeaş secțiune. Practic, pentru determinarea săgeții grinzilor compuse, este preferabil să fie folosite formulele pentru grinzile întregi, determinând momentul de inerție de calcul I ca produsul momentului de inerție al secțiunii transversale a unei grinzi întregi I_0 și coeficientul de rigiditate k_r

$$I = k_r I_0$$

Săgeata grinzii compuse f, în acest caz, va fi :

$$f = \frac{f_i}{k_r} \qquad (5.23)$$

unde f_i — săgeata grinzii întregi de aceeaş secțiune.

Valoarea coeficientului de corecție k_r poate fi determinată după cum se arată mai jos.

Metoda de determinare a capacității portante a construcțiilor, bazată pe studiul lucrului în stare limită, permite să se

simplifice simțitor calculul grinzilor compuse. Să cercetăm grinda compusă cu legături elastice încărcată cu o sarcină simetrică — în stare limită, presupunând utilizarea complectă a capacității portante la rezistență, atât a elementelor longitudinale, cât și a îmbinărilor din rosturi. Acest caz este obișnuit în practica inginerească, deoarece corespunde condiției de egală rezistență a elementelor și a îmbinărilor construcțiilor. Alte cazuri particulare — utilizarea incomplectă în stare limită a rezistenței elementelor sau îmbinărilor — pot fi legate de acest caz principal în felul arătat mai jos.

Să admitem că legăturile sunt amplasate uniform în lungul grinzii, că sunt de rezistență egală în unele rosturi și că săgețile grinzii descriu o sinusoidă. In realitate, ultima condiție nu este totdeauna respectată; acest lucru nu are totuși o influență mare asupra rezultatelor, din cauza valorilor relativ mici ale săgeților. Precizarea formei curbei de încovoiere (a săgeților) pentru diferite scheme de încărcare ar fi nejustificată din cauza varietății mari a caracteristicilor legăturilor în stare limită.

Să admitem, deasemenea, că înălțimile secțiunilor diferitelor elemente ale grinzii compuse, sau distanțele dintre centrele de greutate ale secțiunilor elementelor, sunt egale, ceeace se întâmplă deobicei la grinzile compuse de tipurile mai răspândite. In acest caz, săgeata totală a grinzii compuse poate fi scrisă sub forma a două săgeți:

$$f = f_0 + f_c \tag{5.24}$$

unde f_0 — săgeata sub acțiunea unei părți din sarcina întreagă, calculată în ipoteza lipsei deplasărilor din rosturi, deci ca pentru o grindă întreagă de aceeaș secțiune;

f_c — săgeata diferitelor elemente nelegate între ele sub acțiunea restului de sarcină; săgețile f_0 și f_c se presupun că variază deasemenea după legea sinusului.

In mod analog, momentul încovoietor total M, care acționează pe grindă în stare limită, poate fi scris sub forma sumei

$$M = M_0 + M_c \tag{5.25}$$

unde M_0 — componenta momentului total preluată de grinda care lucrează ca o grindă întreagă;

M_c — componenta momentului total preluată de elementele nelegate între ele, care lucrează ca grinzi independente.

Să considerăm condiția de rezistență la eforturi normale sub forma aceasta :

$$\frac{M_0}{m_i^0 R_i W_0} + \frac{M_c}{m_i^c R_i W_c} \leqslant 1 \qquad (5.26)$$

unde R_i — rezistența lemnului la încovoiere ;

W_0 — modulul de rezistență al întregii secțiuni transversale a grinzii compuse ;

$W_c = \frac{2 I_c}{h_i}$ — modulul de rezistență al pachetului de grinzi nelegate între ele în rosturi ;

I_c — suma momentelor de inerție ale secțiunilor acestor elemente ;

h_1 — înălțimea secțiunii unui element ;

m_i^0 și m_i^c — coeficienții condițiilor de lucru la încovoiere a grinzii întregi și a pachetului de elemente.

Această expresie este justă pentru un material elastic dacă h_1 se referă la elementul marginal al unei grinzi compuse cu secțiune simetrică și $m_i^0 = m_i^c = 1$; în cazul nostru este convențional, întrucât în stare limită lemnul lucrează la încovoiere neelastic. Analiza arată că rezultatele calculului efectuat cu formula (5.26) pentru grinda compusă din elemente de acelaș fel din lemn bun sunt apropiate de rezultatele obținute pe baza ipotezei lucrului elastico-plastic al elementului (vezi capitolul I al acestei părți fig. 53).

Formula poate fi aplicată și la lemnul de construcție cu noduri, deoarece, în cazul general, în coeficienții condițiilor de lucru m_i^0 și m_i^c se ține seama de influența formei secțiunii și de alți factori. Valoarea h_1 din expresiile pentru W_c în cazul înălțimilor neegale ale secțiunilor elementelor se ia maximă, ceeace intră în coeficientul de siguranță mărit, în cazurile în care elementele mai înalte se găsesc în partea centrală a înălțimii grinzii compuse.

Formula are limite juste. Pentru $M_c = 0$ nu există lunecări la rosturi, iar formula se transformă într'o formulă de calcul pentru grinda întreagă cu momentul de rezistență W_0 și coeficientul corespunzător al condițiilor de lucru m_i^0.

Pentru $M_0 = 0$ — legăturile în rost lipsesc și grinda se transformă într'un pachet de elemente nelegate între ele cu modulul de rezistență de calcul W_c și coeficientul condițiilor de lucru al pachetului m_i^0.

Formula de calcul a rezistenței (5.26) poate fi adusă la forma :

$$\frac{M}{m_i^0 R_i W_0}\left(\frac{M_0}{M}+\frac{M_c m_i^0 W_0}{M m_i^c W_c}\right)=\frac{M}{\eta m_i^0 R_i W_0}=\frac{M}{m_i R_i W_0}\leqslant 1 \qquad (5.27)$$

unde

$$\frac{1}{\eta}=\frac{M_0}{M}+\frac{M_c m_i^0 W_0}{M m_i^c W_c}=1+\frac{M_c}{M}\left(\frac{m_i^0 W_0}{m_i^c Wc}-1\right) \qquad (5.28)$$

Aici η — este un coeficient care ține seama de influența deplasărilor din rosturi asupra capacității portante a grinzii compuse. In ultima expresie (5.28), M_0 este înlocuit prin $M - M_c$; $m_i = \eta\, m_i^0$ — este coeficientul condițiilor de lucru al grinzii compuse.

Condiția utilizării totale a legăturilor din grinda compusă determină valoarea deplasărilor din rosturi pe reazem și prin urmare și a componentei săgeții f. Folosindu-se relația cunoscută dintre săgeata grinzii și unghiul de rotire a secțiunii de reazem, se găsește :

$$f_c=\frac{l_g\alpha}{\pi}=\frac{l\delta_c n_r}{\pi e} \qquad (5.29)$$

unde l — deschiderea grinzii;
α — unghiul de rotire a secțiunii grinzii pe reazem;
δ_c — deplasările din rosturi pe reazem;
n_r — numărul rosturilor din grindă;
e — distanța dintre axele elementelor marginale (vezi fig. 67).

Pe de altă parte, săgeata este legată de momentul încovoietor M prin relația :

$$f_c=\frac{M_c l^2}{\pi^2 E I_c} \qquad (5.30)$$

Egalând cele două expresii pentru f_c se obține :

$$M_c=\frac{\pi E I_c \delta_c n_r}{el} \qquad (5.31)$$

și mai departe :

$$\frac{M_c}{M}=\frac{\pi E I_c \delta_c n_r}{\eta m_i^0 R_i W_0 el} \qquad (5.32)$$

Inlocuind valoarea $\frac{M_c}{M}$ în expresia (5.28), se găseşte după transformare :

$$\eta = 1 - \frac{\pi E I_c \delta_c n_r}{m_i^0 R_i W_0 el} \left(\frac{m_i^0 W_0}{m_i^c W_c} - 1 \right) \tag{5.33}$$

Pentru grinda cu secţiune dreptunghiulară din figura 67, alcătuită din aceleaşi elemente :

$$\frac{M_c}{M} \approx \frac{\pi \delta_c}{2 \eta l n} \cdot \frac{E}{m_i^0 R_i} \approx \frac{500 \delta_c}{\eta l n} \tag{5.34}$$

unde n — numărul elementelor din grindă ;

$\frac{E}{m_i^0 R_i} \approx 300$ — este caracteristica de rezistenţă şi elasticitate a elementului încovoiat, ţinând seama de variaţia proprietăţilor lemnului, influenţa nodurilor, durata de acţiune a sarcinii şi altele.

Inlocuind ultima valoare $\frac{M_c}{M}$ în expresia (5.28) şi presupunând $m_i^c = m_i^0$ şi $\frac{W_0}{W_i} = n$, se găseşte

$$\frac{1}{\eta} = 1 + \frac{500 \delta_c (n-1)}{\eta l n} = 1 + \frac{500 \delta_c n_r}{\eta l n} \tag{5.35}$$

Aici s'a făcut înlocuirea $n - 1 = n_r$. Mai departe se obţine :

$$\eta = 1 - \frac{500 \delta_c n_r}{l n} \tag{5.36}$$

Dacă se foloseşte această expresie, este uşor să se calculeze coeficientul care ţine seama de micşorarea capacităţii portante a grinzii alcătuite din elemente de secţiune egală — din cauza deplasărilor elementelor în rosturi.

In formula de calcul a rezistenţei grinzii compuse :

$$M \leqslant m_i R_i W_{net}$$

coeficientul de calcul al condiţiilor de lucru m_i, conform celor precedente, este egal cu produsul coeficienţilor :

$$m_i = \eta m_i^0$$

unde m_i^0 — coeficientul condiţiilor de lucru ale grinzii întregi de aceeaş secţiune.

În afară de aceasta, poate apărea necesitatea introducerii în calcule a influenței unor anumiți factori asupra capacității portante a grinzii compuse, ca de exemplu influența contrasăgeții. Practic, este comod să existe întotdeauna în formula de calcul acelaș coeficient al condițiilor de lucru m_l, fixat astfel încât să exprime influența diferiților factori pentru diferite tipuri de grinzi compuse, după cum se arată mai jos.

Legăturile în rosturile grinzii lucrează la acea parte a sarcinii ce este preluată de grinda care lucrează ca o grindă întreagă; restul sarcinii, după cum este indicat mai sus, este preluat de elementele care lucrează independent. Influența descărcării legăturilor în contul lucrului independent al diferitelor elemente ale grinzii poate fi luată în considerare prin introducerea în formula de calcul a rezistenței legăturilor în rosturi (5.21) și nu a momentului total de calcul M, ci a unei părți din el $M_0 = \Theta M$, preluat de grinda care lucrează ca o grindă întreagă, unde:

$$\Theta = \frac{M_0}{M} = \frac{M - M_c}{M} = 1 - \frac{M_c}{M} \qquad (5.37)$$

Inlocuind valoarea găsită mai înainte $\frac{M_c}{M}$ din expresia (5.32), se obține:

$$\Theta = 1 - \frac{\pi E I_c \delta_c n_r}{\eta m_i^0 R_i W_0 el} \qquad (5.38)$$

Pentru grinda alcătuită din aceleași elemente de secțiune dreptunghiulară, conform celor precedente:

$$\Theta = 1 - \frac{500\,\delta_c}{\eta ln} = \frac{ln - 500\,\delta_c n}{ln - 500\,\delta_c n_r} \qquad (5.39)$$

Influența neuniformității de încărcare a legăturilor în lungul grinzii poate fi luată în considerare, ținând seama de aproximațiile făcute, prin coeficientul special al condițiilor de lucru, reprezentat prin expresia (5.22)

$$m'_{leg} = \frac{2}{\pi} \approx 0{,}65$$

Pentru calculele practice este bine ca și influența de descărcare a deplasărilor din rosturile grinzii să se reprezinte sub forma unui al doilea coeficient al condițiilor de lucru:

$$m''_{leg} = \frac{1}{\Theta}$$

In unele cazuri va trebui să se țină seama de anumiți factori, ca, de exemplu, posibilitatea supraîncărcării unor pene din cauza așezării lor neetanșe.

In cazul general, formula de calcul a rezistenței legăturilor în rosturi are forma arătată mai sus (5.21):

$$\frac{MS}{I} = m_{leg}\, n_c\, T_c$$

unde $m_{leg} = m'_{leg}\, m''_{leg}$ ..... coeficientul de calcul al condițiilor de lucru ale legăturilor în rosturile grinzii.

Săgeata grinzii compuse f în stare limită poate fi exprimată, după cum este indicat mai sus, sub forma unei sume:

$$f = f_0 + f_c = \frac{M_0 l^2}{\pi^2 E I_0} + \frac{M_c l^2}{\pi^2 E I_c} = \frac{M l^2}{\pi^2 E I_0}\left(\frac{M_0}{M} + \frac{M_c I_0}{M I_c}\right) = \frac{M l^2}{\pi^2 E I_0 K_r} \qquad (5.40)$$

unde: k_r — este coeficientul care ține seama de micșorarea rigidității (sau convențional a momentului de inerție) a grinzii compuse din cauza influenței deplasărilor elementelor în rosturi, în comparație cu aceeaș grindă întreagă.

Inlocuind M_0 prin $M - M_c$, se obține:

$$\frac{1}{k_r} = \frac{M - M_c}{M} + \frac{M_c I_0}{M I_c} = 1 + \frac{M_c}{M}\left(\frac{I_0}{I_c} - 1\right)$$

Inlocuind valoarea găsită mai sus $\frac{M_c}{M}$, se obține:

$$\frac{1}{k_r} = 1 + \frac{\pi E \delta_c n_r (I_0 - I_c)}{\eta m_i^0 R_1 W_0 el} \qquad (5.41)$$

Pentru grinda alcătuită din aceleași elemente de secțiune dreptunghiulară (fig. 67), după înlocuiri și transformări se obține:

$$k_r = \frac{ln - 500\,\delta_c n_r}{ln + 500\,\delta_e n_r n} \qquad (5.42)$$

Una dintre transformări este următoarea:

$$n^2 - 1 - n_r = (n+1)(n-1) - n_r = (n+1)\, n_r - n_r = n_r \cdot n$$

Aceiași coeficienți de rigiditate k_r se pot folosi și pentru determinarea săgeții grinzii compuse sub acțiunea sarcinilor

de exploatare mai mici decât sarcina limită, întrucât la baza calculelor stă ipoteza proporţionalităţii dintre deformaţii şi eforturi.

Cei trei coeficienţi obţinuţi mai sus — η, Θ şi k_r — tind către unitate pentru deplasarea $\delta_c \to 0$ şi la limită, grinda lucrează ca o grindă întreagă fără deplasarea elementelor în rosturi. Pentru valoarea $\eta \leqslant \frac{m_i^c W_c}{m_i^0 W_0}$, grinda lucrează ca un pachet de elemente nelegate între ele. Aceasta înseamnă că legăturile la care s'a luat valoarea de calcul a deplasării δ_c, în cazul utilizării lor totale, sunt foarte deformabile şi nu asigură, pentru caracteristicile geometrice considerate ale grinzii, conlucrarea elementelor. Pentru a se asigura valoarea $\eta > \frac{m_i^c W_c}{m_i^0 W_0}$ trebue să se impună, în acest caz, utilizarea necomplectă a capacităţii portante a legăturilor, considerând deplasările în rosturi pe reazem $\delta_c' < \delta_c$.

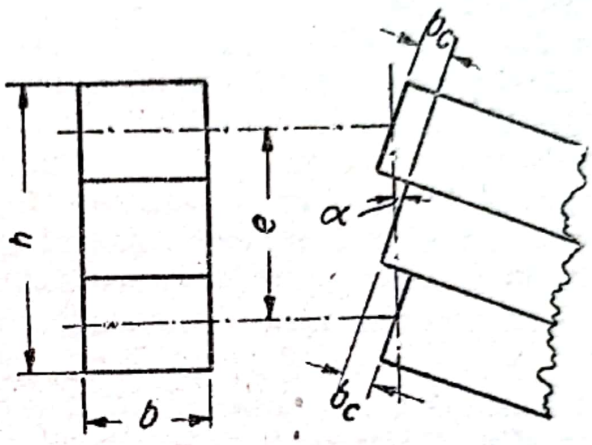

Fig. 67. Deplasările pe reazem ale elementelor grinzilor compuse

Se poate proceda în mod analog pentru precizarea valorii η în cazul când, din considerente constructive, legăturile sunt puse în număr mai mare. Acelaş procedeu se poate aplica şi pentru precizarea lucrului legăturilor în cazul utilizării incomplecte a rezistenţei lemnului R_i luând valoarea $R'_i < R_i$ şi modificând respectiv coeficientul numeric 500 în expresia pentru $\frac{M_c}{M}$ şi în toate cele următoare. Practic, rar apare necesitatea de a se recurge la cele arătate mai sus, deoarece, deobicei, este suficient să satisfacem inegalităţile formulelor de calcul.

Cu creşterea deformabilităţii legăturilor, solicitarea lor în grindă se micşorează şi valoarea coeficientului Θ tinde spre zero. Valoarea coeficientului de rigiditate a grinzii k_r pentru aceleaşi condiţii tinde către valoarea $k_r = \frac{I_c}{I_0}$, iar săgeata grinzii — către săgeata pachetului de elemente nelegate între ele.

Mai jos, în tabela 53, se dau valorile coeficienţilor η, Θ şi k_r pentru grinzile compuse din două sau trei elemente de secţiune dreptunghiulară, îmbinate cu buloane sau pene.

Valorile obținute ale coeficienților η, Θ pot fi utilizate într'o serie de cazuri și pentru calculul grinzilor cu sarcină nesimetrică, dacă sub l se înțelege distanța dublată dela secțiunea cu momentul maxim M până la reazemul apropiat, iar sub n_c, numărul de legături pe aceeaș lungime.

Contrasăgeata care se realizează prin încovoierea diferitelor elemente înainte de executarea legăturilor are influență asupra lucrului ulterior al grinzii compuse. Tendința de îndreptare a elementelor încovoiate crează o sarcină suplimentară asupra legăturilor. Din această cauză, săgeata grinzii sub sarcină — considerând forma rectilinie a grinzii — este mai mică și poate fi adusă până la zero sau chiar poate avea valori negative (adică va mai rămânea o parte din contrasăgeată). Rezistențele normale în starea limită se repartizează mai uniform în secțiunile transversale ale elementelor, din cauza curbării mai mici a acestora. In legătură cu aceasta, coeficienții η și Θ pentru grinzile cu contrasăgeată nu vor fi aceiași ca pentru grinzile fără contrasăgeată.

Valorile coeficienților η_{constr} · Θ_{constr} pentru grinzile cu contrasăgeată se pot stabili în modul următor : pentru încovoierea elementelor cu contrasăgeata f_{constr} deplasările elementelor în planurile lor de contact în secțiunile de reazem ale grinzilor vor fi egale cu δ_{constr} (se presupune că înălțimile secțiunilor elementelor sau distanțele dintre centrele de greutate ale secțiunilor sunt egale între ele, deaceea lunecările sunt egale între ele). Legătura acestor elemente între ele, dacă se consideră că curba contrasăgeții ca și a săgeții este o sinusoidă, rămâne aceeaș și se exprimă prin formula (5.29) :

$$f_{constr} = \frac{l\,\delta_{constr}\,n_r}{\pi \cdot e} \tag{5.43}$$

$$\delta_{constr} = f_{constr}\,\frac{\pi e}{l n_r} \tag{5.44}$$

După îndoirea elementelor și executarea legăturilor, grinda lucrează ca o grindă compusă. Săgeata de calcul f_c' (dela orizontală) a diferitelor elemente în stare limită este mai mică decât săgeata totală f_c (dela forma inițială a grinzii) cu valoarea f_{constr} a încovoierii inițiale a lor în partea opusă. Deoarece :

$$f_c' = f_c - f_{constr} = \frac{l(\delta_c - \delta_{constr})\,n_r}{\pi e} = \frac{l\,\delta\,n_r}{\pi e} \tag{5.45}$$

unde $\delta = \delta_c - \delta_{constr}$, se vede clar că în expresia (5.32), pentru $\frac{M_c}{M}$ și pentru toate cele următoare, δ_c trebue înlocuit prin δ. Restul rămâne fără modificări.

Prin urmare, expresia pentru coeficienții η_{constr} și Θ_{constr} va avea aceeaș formă ca și pentru η și Θ cu înlocuirea δ_c prin δ. Aceasta este valabil și pentru coeficientul k_r^{constr}, dacă se ia acesta drept coeficient de corecție pentru determinarea săgeții în stare limită, măsurată dela linia dreaptă care unește reazemele. Dacă trebue determinată săgeata grinzii compuse dela forma ei inițială, sau dela orice formă intermediară sub o sarcină oarecare, se poate folosi coeficientul k_r independent de existența sau lipsa contrasăgeții. Aceasta rezultă din principiul independenței acțiunii forțelor, care este valabil pentru ipoteza adoptată a proporționalității dintre deformații și eforturi.

Analizând expresia pentru η_{constr}, se poate vedea că pe măsura creșterii lui f_{constr} (și prin urmare și a lui δ_{constr}) η_{constr} crește. Pentru $\delta_{constr} = \delta_c$ coeficientul $\eta_{constr} = 1$, iar grinda lucrează în stare limită ca o grindă întreagă fără deplasări în rosturi. Pentru $\delta_{constr} > \delta_c$, formula dă $\eta_{constr} > 1$. Totuși, practic nu există o creștere a capacității portante a grinzii compuse în comparație cu grinda întreagă, din cauza contrasăgeții, deoarece în stare limită pentru $\eta_{constr} = 1$ și prin urmare pentru $\delta_{constr} = \delta_c$, grinda compusă lucrează ca o grindă întreagă, elementele superioare comprimate se găsesc în stare plastică de solicitare și rezistența lor este în întregime epuizată.

Valoarea coeficientului Θ_{constr} crește deasemenea cu creșterea lui f_{constr} și atinge unitatea pentru $\delta_{constr} = \delta_c$. Cu creșterea ulterioară a contrasăgeții, Θ_{constr} devine mai mare decât unitatea, iar forța de lunecare din rosturi preluată de legături este mai mare decât la o aceeaș grindă întreagă. La fixarea valorii contrasăgeții trebue să se țină seama de următoarele. Prin contrasăgeata grinzilor compuse se urmărește un dublu scop : micșorarea săgeții vizibile a grinzilor sub sarcină și micșorarea rezistențelor suplimentare de încovoiere și în acelaș timp mărirea capacității portante a grinzilor. Pentru îndeplinirea ultimului element este suficient să se fixeze valoarea contrasăgeții $f_{constr} = f_c$ sau valoarea lunecării inițiale la încovoierea elementelor δ_{constr} egală cu deplasarea de calcul a legăturilor δ_c. In acest caz, $\eta_{constr} = 1$, $\Theta_{constr} = 1$, $k_r^{constr} = 1$ și întrucât grinda în stare limită nu are deplasări în rosturi $\delta = \delta_c - \delta_{constr} = 0$ și prin urmare lucrează ca o grindă întreagă.

Sub sarcina normată (sarcina normală de exploatare) mai mică decât sarcina de calcul (limită), deplasările în rosturile

unei asemenea grinzi au valori negative, iar săgeata este mai mică decât săgeata grinzii întregi.

Bazându-se pe aceasta, în cazurile obișnuite din practică, când și sarcina normată acționează numai uneori, este suficient să se fixeze contrasăgeata presupunând $\delta_{constr} = \delta_c$:

$$f_{constr} = \frac{l\delta_c n_r}{\pi e} = \frac{l\delta_c n_r}{3e} \qquad (5.46)$$

sau ceva mai mare. Pentru grinzile care se găsesc sub acțiunea predominantă a sarcinii permanente, valoarea δ_c — la fixarea contrasăgeții din condiția $\delta_{constr} = \delta_c$ — trebue luată astfel încât să se țină seama de creșterea ulterioară a deformațiilor îmbinărilor (dacă în acest caz capacitatea portantă de calcul a legăturilor T_c nu se micșorează suplimentar), ca și modulul de elasticitate E la determinarea valorii absolute a săgeții grinzilor.

In ceeace privește coeficienții η, Θ și k_r, la calculul lor nu se introduc corecțiuni suplimentare pentru creșterea deformațiilor și micșorarea rezistenței, întrucât ei se referă la lemn și la legături și deaceea se suprimă.

Practic, nu este rațional să se normeze coeficienții condițiilor de lucru ale grinzilor m_i și m_{leg} diferiți pentru grinzile cu și fără contrasăgeată, dacă este vorba de grinzi de tipul și deschideri obișnuite — din două și trei grinzi cu buloane sau pene având deschiderea de 4—6 m. După cum se vede din tabela 53, valorile coeficienților de calcul pentru grinzile fără contrasăgeată variază în limitele :

$$\eta = 0{,}75 - 0{,}92\,; \quad \Theta = 0{,}77 - 0{,}94\,; \quad k_r = 0{,}43 - 0{,}78$$

Ținând seama de faptul că, deobicei, grinzilor trebue să li se dea o contrasăgeată având valoarea indicată mai sus și că uneori grinzile se vor executa și fără contrasăgeată, se poate lua în cazul general :

$$\eta \approx 0{,}8\,; \quad \Theta = 1\,; \quad k_r \approx 0{,}4 - 0{,}7$$

Ultimul coeficient k_r variază în funcție de felul legăturilor și numărul elementelor.

Coeficienții de calcul ai condițiilor de lucru pentru grinzile compuse se pot determina în modul următor :

Coeficientul condițiilor de lucru la încovoiere pentru grinzile din două și trei elemente, presupunând $m_i^0 = 1$, va fi egal :

$$m_i = m_i^0 \eta \approx 0{,}8$$

Coeficientul condițiilor de lucru ale legăturilor din grinzile compuse — ținând seama de încărcarea neuniformă a legăturilor în lungul grinzilor — conform expresiei (5.22) și presupunând $\Theta = 1$, este egal :

$$m_{leg} = m'_{leg} \frac{1}{\Theta} \approx 0{,}65$$

Cele expuse mai sus se referă la grinzile compuse de secțiune dreptunghiulară. Grinzile de secțiune dublu T, chiar în cazul când nu există deplasări în rosturi (grinzile încleiate), au capacitatea portantă mai mică în comparație cu grinzile întregi de secțiune dreptunghiulară pentru aceleași momente de rezistență și aceeaș calitate a lemnului. Pentru ele, coeficientul condițiilor de lucru m_i^0 care ține seama, în cazul dat, de influența formei secțiunii este mai mic decât unitatea — din cauza efectului mai mic al retransmiterii plastice a rezistențelor din zona comprimată. In cazul factorilor defavorabili suplimentari, ca de exemplu deplasări în rosturi în cazul îmbinării elementelor prin legături elastice, capacitatea portantă și prin urmare coeficientul de calcul al condițiilor de lucru al acestor grinzi se micșorează suplimentar.

Alte tipuri de construcții de lemn — ferme, arce, bolți etc. — se calculează pe baza stărilor limită, ținând seama de datele expuse mai sus. Calculul static al lor nu se schimbă în mod practic. Coeficienții condițiilor de lucru pentru diferite tipuri de construcții se stabilesc, în cazurile în care este necesar, în mod analog celor arătate mai sus.

Tabela 53

Coeficienții de calcul pentru grinzile compuse de lemn fără contrasăgeată

Coeficient	Nr. elementelor	Valorile coeficienților η, Θ, k_r, pentru grinzi					
		cu bolțuri, cu deschidere în m			cu pene, cu deschidere în m		
		2	4	6	2	4	6
$\eta = 1 - \frac{500\,\delta_c n_r}{ln}$	2	0,75	0,87	0,92	0,62	0,81	0,87
	3	0,67	0,83	0,89	0,50	0,75	0,83
$\Theta = \frac{ln - 500\,\delta_c\, n}{ln - 500\,\delta_c\, n_r}$	2	0,67	0,86	0,91	0,40	0,77	0,86
	3	0,75	0,90	0,94	0,50	0,83	0,90
$k_r = \frac{ln - 500\,\delta_c\, n_r}{ln + 500\,\delta_c\, n_r\, n}$	2	0,50	0,70	0,78	0,36	0,59	0,70
	3	0,33	0,55	0,67	0,20	0,43	0,55

Scanned with OKEN Scanner

TABLA DE MATERII

Introducere 5

Partea I-a. Principiile generale ale calculului elementelor de construcţii după stările limită

I. Bazele calculului după stările limită 9
II. Metodica stabilirii valorilor normate şi a coeficienţilor de calcul 23
III. Sarcini 28

Partea a II-a. Calculul construcţiilor de beton armat pe baza stărilor limită

I. Principiile generale de calcul al elementelor construcţiilor de beton armat pe baza stărilor limită . . . 35
1. Calculul după capacitatea portantă 36
2. Calculul după deformaţiile limită 40
3. Calculul la formarea fisurilor sau la deschiderea lor limită 41
II. Caracteristicile normate şi de calcul ale betonului şi armăturii 42
1. Betoanele utilizate pentru construcţiile de beton armat . . . . . —
2. Rezistenţa betoanelor după rezultatele încercărilor de control, rezistenţele normate şi de calcul ale betoanelor 44
3. Modulii de elasticitate ai betoanelor 49
4. Armătura construcţiilor de beton armat . . . 50
III. Calculul elementelor construcţiilor de beton armat după capacitatea portantă . . . . . —
1. Coeficienţii condiţiilor de lucru 53
2. Starea limită în cazul calculului după capacitatea portantă 55

3. Elementele comprimate centric 57
4. Elemente întinse centric 60
5. Elemente încovoiate . . . . . —
6. Elemente comprimate excentric cu armătura flexibilă 80
7. Elemente întinse excentric 90
8. Comparaţie între calculul după starea limită şi calculul după stadiul de rupere 92
IV. Calculul elementelor de construcţii de beton armat pe baza deformaţiilor limită 96
V. Calculul elementelor de construcţii din beton armat la formarea fisurilor sau după deschiderea lor limită 100

Partea a III-a. Calculul construcţiilor de zidărie după stările limită

I. Principiile generale ale calculului elementelor de construcţii din zidărie după stările limită 103
II. Caracteristicile normate ale zidăriilor 108
1. Mărcile blocurilor şi mortarelor . . . . . —
2. Rezistenţele normate ale zidăriilor la compresiune 109
3. Proprietăţile elastice ale zidăriilor 116
4. Rezistenţele normate ale zidăriilor la întindere, forfecare şi încovoiere 117
5. Coeficienţii de omogeneitate a zidăriilor . . . 121
6. Comparaţie între caracteristicile normate şi normele de rezistenţă după U 57—43 127
III. Calculul elementelor nearmate 129
1. Coeficienţii condiţiilor de lucru ale zidăriilor . —
2. Elemente comprimate centric 130
3. Elemente comprimate excentric 132
4. Compresiunea locală 152
5. Elemente întinse şi încovoiate. Forfecarea elementelor 154
6. Calculul buiandrugilor 157
7. Calculul zidăriilor din mai multe straturi . . 164
IV. Calculul elementelor de zidărie armată şi al elementelor complexe 165
1. Consideraţiuni generale . . . . . —
2. Armarea transversală 166
3. Armarea longitudinală 172
4. Elemente complexe 182

Partea a IV-a. Calculul construcţiilor metalice după stările limită

I. Consideraţiuni generale asupra calculului construcţiilor metalice după stările limită 189

II. Coeficienţii de omogeneitate şi rezistenţele de calcul. Coeficienţii condiţiilor de lucru 190

1. Consideraţiuni de bază . . . . . —
2. Coeficienţii de omogeneitate şi rezistenţele de calcul pentru oţel 192
3. Coeficienţii de omogeneitate şi rezistenţele de calcul pentru nituri 194
4. Coeficienţii de omogeneitate şi rezistenţele de calcul ale îmbinărilor sudate 195
5. Coeficienţii condiţiilor de lucru 198

III. Caracteristicile principale ale stărilor limită ale construcţiilor metalice după capacitatea portantă 199

1. Consideraţiuni generale . . . . . —
2. Stările limită după capacitatea portantă la elementele metalice cu inimă plină 201
3. Stările limită după capacitatea portantă la elementele metalice formate din bare (cu zăbrele) 208
4. Stările limită după capacitatea portantă a elementelor de construcţii metalice şi formulele de calcul 213

IV. Caracteristicile principale ale stărilor limită ale construcţiilor metalice după deformaţii 215

V. Comparaţie între metoda de calcul a construcţiilor metalice supă stările limită şi metoda de calcul după rezistenţele admisibile 216

Partea a V-a. Calculul construcţiilor de lemn după stările limită

I. Principiile generale ale calculului constrcţiilot de lemn după stările limită 223

II. Caracteristicile normate şi de calcul ale lemnului. 227

III. Calculul elementelor de construcţii din lemn . . . 234

1. Elemente supuse la încovoiere 235
2. Elemente solicitate la întindere şi la întindere cu încovoiere 239
3. Elemente solicitate la compresiune şi la compresiune cu încovoiere 241
4. Elemente curbe 244

Scanned with OKEN Scanner

IV. Calculul îmbinărilor elementelor construcţiilor de lemn 245
1. Calculul îmbinărilor la forfecare şi strivire a lemnului . . . . . —
2. Imbinări cu prag 249
3. Imbinări cu pene prismatice 251
4. Imbinări cu pene inelare netede 254
5. Imbinări cu buloane 256

V. Calculul construcţiilor de lemn 268
1. Observaţii generale . . . . . —
2. Grinzi compuse 272

BIBL. INSTITUTULUI DE MATEMATICA IAŞI
IV4976 | 21 x 15 | 30 lei
inv. 160772

E R A T Ă

La pag.	Rândul	In loc de:	Se va citi:	Această greșeală s'a făcut din vina
12	21 de jos	modul	modulul	Redacției
14	2 de jos	cu	ca	Redacției
18	11 de jos	momentul	modulul	Redacției
21	3 de sus (paranteza)	$1-0{,}5\frac{k_a}{k_b}\cdot\frac{F_aR_a^n}{R^nbh_0}$	$1-0{,}5\frac{k_a}{k_b}\cdot\frac{F_aR_a^n}{R_i^nbh^0}$	Redacției
34	tabela 5	$\frac{1}{10f}$	$\frac{l}{10f}$	Redacției
34	tabela 5	$1 =$	$l =$	Redacției
47	fig. 5	Abaterea statică	Abaterea statistică	Redacției
55	16 de jos	studiului	stadiului	Redacției
59	exempl. 1 (e)	$1 = 6$ m	$l = 6$ m	Redacției
59	4 de jos	$1_0 = 1 = 6$ m	$l_0 = l = 6$ m	Redacției
62	4 de jos	a se vedea pag. 87	a se vedea pag. 84	Redacției
62	nota de jos	pag. 51	pag. 55	Redacției
65	exempl. 2 (a)	$1_1 = 1_2 = 6$ m	$l_1 = l_2 = 6$ m	Redacției
65	exempl. 2 (b)	$1 = 2{,}2$ m	$l = 2{,}2$ m	Redacției
66	8 de sus	$-\frac{q1^2}{8}$	$-\frac{ql^2}{8}$	Redacției
68—69	tabela 14 a	încovoiate armătură	încovoiate cu armătură	Tipografiei
75	formula (2.34)	$Q_b=\frac{0{,}15\,Rbh_0^2}{c}$	$Q_b=\frac{0{,}15Ribh_0^2}{c}$	Redacției
77	19 de jos	schimba e	schimbare	Tipografiei
87	formula (2.62)	$F_a = F_a$	$F_a = F'_a$	Tipografiei
87	3 de jos	$n_i = \frac{N}{mR_ibh}$	$n_1 = \frac{N}{mR_ibh}$	Redacției
88	pct. 3	$\alpha_1=\alpha_1=0{,}106$	$\alpha_1=\alpha'_1=0{,}106$	Redacției
89	15 de jos	(2,54)	(2.64)	Redacției
96	tabela 17, ultim. rând	0,82 . . . 1,2	0,82. . . 1,02	Redacției
102	formula (2.83)	$\left(\frac{n_iR_i}{\sigma_a}\right)^2$	$\left(\frac{n'_iR_i}{\sigma_a}\right)^2$	Tipografiei
102	3 de sus	n_i	n'_i	Tipografiei
109	4 de sus	4,2 și 0	4 ; 2 și 0	Corecturii
116	12 de sus	τ	σ	Redacției
117	7 de sus	$\alpha=\frac{1000}{1-3\,p}$	$\alpha=\frac{1000}{1+3\,p}$	Redacției
121	tabela 29	(R_i^u)	(R_i^n)	Redacției

Scanned with OKEN Scanner

125	formula (3.17)	$k=0,6\times0,85=0,5$	$k=0,6\times0,85\approx0,5$	Redacţiei
126	tabela 31, ult. rând	0,95	0,85	Redacţiei
139	formula (3.33)	$Mr=0,5\ R^n\ bh^2$	$M'_r=0,5\ R^n bh^2$	Tipografiei
141	formula (3.39)	$\frac{R_i^n}{R^n}=1,25\left(\frac{(l_0)^2}{y}\right)+1$	$\frac{R_i^n}{R^n}=1,25\left(\frac{l_0}{y}\right)^2+1$	Redacţiei
144	form. (3.46) numărător	$mR_{tl}F$	$mfR_{tl}F$	Redacţiei
145	5 de jos	$M_2^N=-0,07\ tm$	$M_2^n=-0,07\ tm$	Redacţiei
146	5 de jos	$e_0=\frac{N}{N}=$	$e_0=\frac{M}{N}=$	Redacţiei
147	5 de sus	tabela 21	tabela 31	Redacţiei
147	primul rând de jos	$r_0=5,5$ m	$l_0=5,5$ m	Redacţiei
151	13 de jos	$h-y=51-26,5=25,5$	$h-y=51-25,5=25,5$	Redacţiei
152	9 de sus, între parantezele mari	$R_i=R[\ ][\ ]=18,8$ kg cm²	$R_i=R[\ ]=12,5[\ ]=$ 18,8 kg/cm²	Redacţiei
171	7—8 de jos	se va trece : $k=0,5$ (tabela 31)		Redacţiei
171	7 de jos	$\frac{e_0}{h}=\frac{400}{51}\approx8$	$\frac{l_0}{h}=\frac{400}{51}\approx8$	Redacţiei
173	3 de jos	$(a>50d)$	$(a\geqslant50d)$	Tipografiei
175	7 de sus	0,15 %	0,05 %	Redacţiei
179	14 de sus	(3.75)	(3.76)	Redacţiei
179	formula (3.85)	$M=\Sigma_n N^n\leqslant\ldots$	$M=\Sigma_n M^n\leqslant\ldots$	Redacţiei
180	15 de sus	se va pune semnul = între cele două fracţii		Redacţiei
181	10 de sus	$F_a=0$	$F'_a=0$	Tipografiei
181	11 de sus	$N_e=m_zR_i\ S_z$	$N_e=m_zR_iS_z\ \varphi$	Redacţiei
187	1 de sus	$R_{pr}\ .\ b\ i\ R$	$R_{pr}\ .\ b$ şi R	Tipografiei
187	formula (3.96)	$S_{zc}R_i=S_cR$	$S_{zc}R_1=S_cR$	Redacţiei
192	fig. 40 (3)	curba lui Ganss	curba lui Gauss	Corecturii
211	fig 52, (B)	(bara c)	(bara e)	Redacţiei
215	17 de sus, paranteza a 2-a din Radical	$3(\overset{2}{xy}+\overset{2}{\tau yz}+\overset{3}{\tau zx}$	$3(\tau^2xy+\tau^2yz+\tau^2zx)$	Redacţiei
218	12 de jos, termenul al 3-lea	$\frac{p_{gr}^n\ l^4}{El}$	$\frac{p_{gr}^n l^4}{El}$	Redacţiei
218	12 de jos, ultimul termen	$\frac{1}{250}$	$\frac{l}{250}$	Tipografiei
218	9 de jos	200 kg/m¹	200 kg/m²	Tipografiei
265	7 şi 8 de sus	$R_{str}=60-75$ kg/cm²	$R_{str.90}=60-75$ kg/cm²	Redacţiei
274	formula (5.22)	$m_{leg}=\frac{2}{\pi}\approx0,65$	$m'_{leg}=\frac{2}{\pi}\approx0,65$	Tipografiei
277	formula (5.29)	$f_c=\frac{l_g\alpha}{\pi}=\frac{l\delta_cn_r}{\pi e}$	$f_c=\frac{l_{tg}.\alpha}{\pi}=\frac{l\delta_cn_r}{\pi e}$	Redacţiei

Scanned with OKEN Scanner

Redactor responsabil de carte: Ing. A. Zacopceanu
Tehnoredactor: N. Atanasiu
Corector; D-tru Constantinescu

V. A. Baldin „Calculul elementelor de construcţii pe baza stărilor limită".

Dat în lucru la 18.X.1952. Bun de tipar 6.11.1953. Hârtie semivelină mată de 34 g/m 61 × 86/16. Tiraj 2500+100. Coli de tipar 18,25. Coli de editură 17,5. E. M. C. 1952. pagini 292 — Ft 152 × 215. Lei 13,58 4. 1870

Tiparul executat la Intreprinderea Poligrafică Nr. 3
B-dul 6 Martie 29, Bucureşti — R. P. R.

U. 2 — 3.